

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة

التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie civil

## MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structure

Par : - Mohamadi Abdelhak

- Tiaiba fida Chakib

## Sujet

Etude complète d' un bâtiment en béton armé (R+5)

Soutenu publiquement, le 01 / 07 / 2023 , devant le jury composé de :

M :CHIKH NOUREDDIN

Grade

Univ-BBA

Président

M :MAZOUZ AIDA

Grade

Univ-BBA

Examineur

Mr : Djoudi Larbi

Grade

Univ-BBA

Encadrant

## *Dédicaces*

C'est avec l'aide et la grâce de Dieu que j'ai achevé cet humble travail.

Avec l'expression de ma reconnaissance je dédie ce modeste travail à ceux qui quels que soutiennent les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère

MES PARENTS pour leur soutien et sacrifice  
indéfectibles

À MES CHERS FRERES et MA SOUER que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A tous mes amis

Et spécialement une grande dédicace a l'Ingénieur  
NAFEE pour l'aide qui m'a donné.

**MR : TIAIBA FIDA CHAKIB**

## *Dédicaces*

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher  
père « AHMED »

A la Plus perle du monde, qui m'adonne l'amour, la  
patience et, le soutien et le courage ...ma tendre mère «  
LAILA »

A mes chers frères et ma chère sœur

A toute ma famille : mon grand père et ma grande mère

A tous mes amis

**MR : Abdel hak**

## *Remerciement*

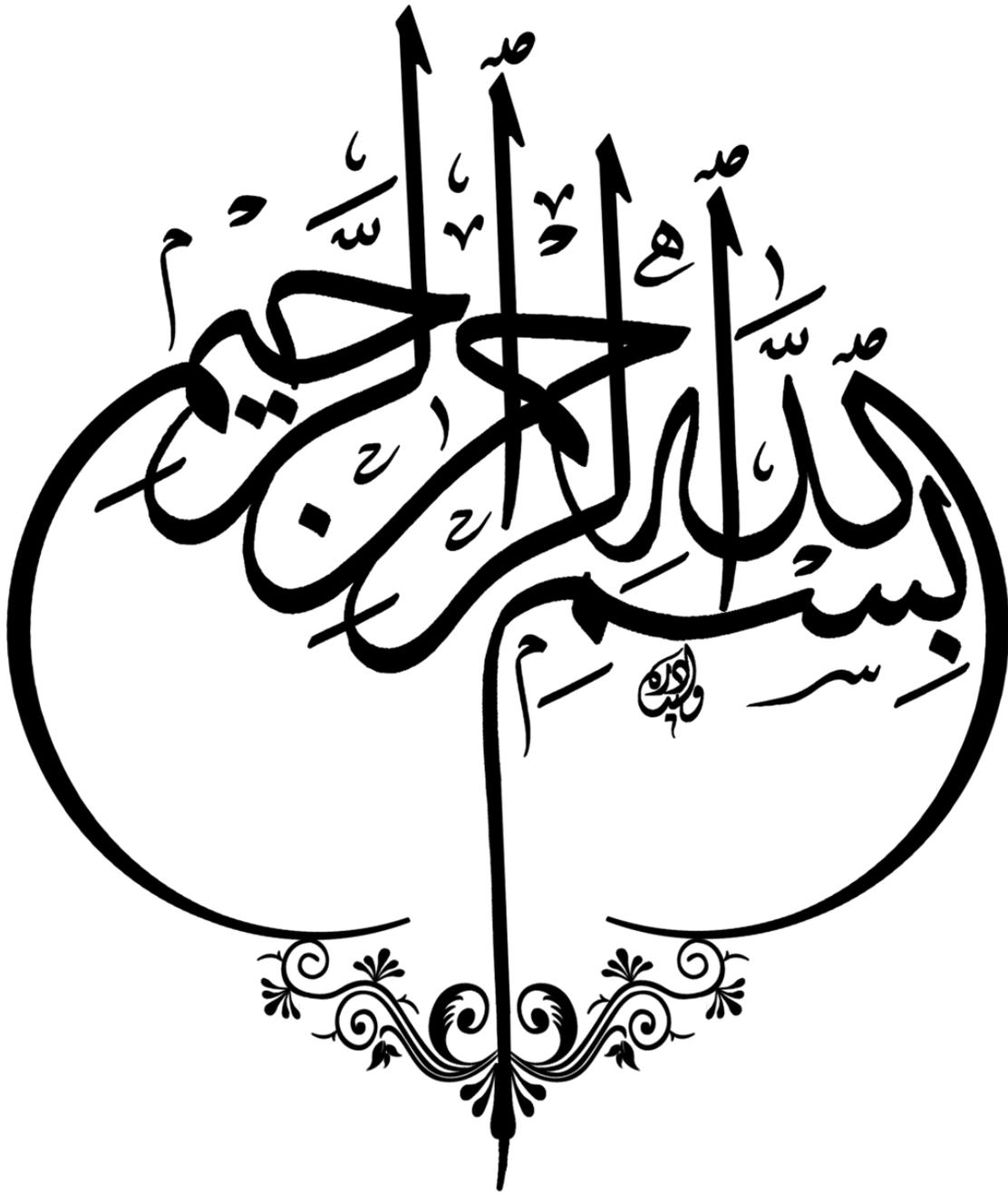
Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur **Mr DJOUDI L'ARBI** pour ses conseils, sa compétence et ses orientations durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions tous les enseignants de département **GENIE CIVIL** pour leurs rôles importants dans notre formation.

Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire cette mémoire et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude



# ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة الهيكل الخرساني المسلح (ص +5) الذي يجب أن يكون موجوداً في بلدية برج بوعريريج المصنفة كمنطقة ذات زلازل متوسط (Iib).  
يتم ضمان مقاومة المبنى من خلال نظام دعامة مختلط (إطارات + أشرعة).  
تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المعمول بها (RPA99version2003) ، (CBA93 مع دراسة فنية للتدعيم من خلال اعتماد عدة ترتيبات للأشرعة). تم إجراء الدراسة الديناميكية على برنامج **ROBOT** 2019  
أخيراً، تمت دراسة البنية التحتية للمبنى من خلال حساب الأساسات.

## *Résumé*

*Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée qui contient des locaux commerciaux, et cinq étages qui contient des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).*

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par (ROBOT 2019).

*Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement.*

La fondation du bâtiment est composé d'une semelle isolée et filante

### **Mots clés:**

*Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2019, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.*

## *Abstract*

*The building, studied in this memory ,the ground floor are intended to accommodate for commercial buldings, but the five floors contains residences whowill be established in the wilaya of Brodj Bou Arreridj,. Classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA99 versin2003).*

*The stability of this work is ensured by the beams and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan have been established by (ROBOT 2019).*

*The calculation of dimensions and the reinforcement of the all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2003) has been done manually.*

**The foundation system is consisted by insulated and running insole.**

# SOMMAIRE

PAGES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I : présentation de projet

1.1 Introduction : .....	3
I.1.1 caractéristique du bâtiment : .....	3
I.1.2 Conception la structure de bâtiment : .....	4

## Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

II.1 Introduction : .....	7
II.2 Béton : .....	7
II.2.1 Avantage et inconvénient du béton armé : .....	7
II.3 Préparation du béton : .....	8
II.4 Caractéristique physique et mécanique du béton : .....	8
II.4.1 Masse volumique : .....	8
II.4.2 La déformation des bétons : .....	9
II.4.3 Résistance du béton : .....	9
II.4.4 Pour notre étude on prend : .....	10
II.4.5 Définition des états limites : (art 1.II ; BAEL 91 modifié 99 ; P14) .....	11
II.4.6 Déformation et contrainte de calcul : .....	12
II.4.7 Déformation longitudinale du béton : .....	14
II.4.8 Déformation transversale du béton : .....	14
II.5 L'acier : .....	15
II.5.1 Caractéristique mécanique : .....	16
II.6 Les sollicitations de calcul : .....	19
II.6.1 L'état limite de service (ELS) .....	19
II.6.2 Hypothèses de calcul (BAEL91) : .....	19
II.6.3 Pour les charges normales : .....	20
II.7 Le choix des matériaux lors de la conception du projet : .....	20
II.7.1 Règles et Normes de calcul : .....	21

## CHAPITRE III : LE PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. Introduction.....	23
III.2. Pré dimensionnement des éléments.....	23
III.2.1. Planchers en corps creux : .....	23
III.2.2 Les poutres : .....	25

III.2.3 Les poteaux :	27
III.2.4 Les Voiles :	28
III.2.5 L'acrotère :	29
III.2.6 Escaliers :	30
III.2.7 La poutre palière :	32
III.2.8 Balcons :	33
III.3 Evaluation des charges (DTR B.C.2.2) :	33
III.3.1 Plancher :	33
III.3.2 Les murs :	35
III.3.4 Les escaliers :	36
III.3.5 Les balcons :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.6 L'acrotère :	38
III.4. La descente des charges :	38
III.4.1 Introduction :	38
III.4.2 LOI DE DEGRISION (DTR B.C.2.2 ; P17) :	38
III.4.3 Le rôle de descente des charges consiste à :	39
III.4.4 Descente de charge des poteaux :	39

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :	44
IV.2 L'acrotère :	44
IV.2.1. Evaluation des charges :	44
IV.2.2. Calcul des sollicitations :	46
IV.2.3. Combinaison des sollicitations :	46
IV. 2.4 Ferrailage de l'acrotère. :	47
IV.2.5. Calcul de Ferrailage :	48
IV .2.6. Les Vérifications :	50
IV.3 Balcon :	52
IV.3.1 Calcul des sollicitations :	52
IV.3.2 Sollicitations :	53
IV.3.3 Calcul de ferrailage :	53
IV.3.4 Les Vérification :	55
IV.4 Les planches :	56
IV.4.1 Ferrailage des poutrelles :	64
IV.4.2 Les Vérification :	66

IV.4.3.Ferraillage de la dalle de compression : .....	72
IV.5 L'escalier : .....	75
IV.5.1 Etude de la poutre palier : .....	86

## **Chapitre V : étude sismique**

V.1 Introduction : .....	97
V.2 Choix de la méthode de calcul : .....	97
V.2.1 Méthode statique équivalente : (art 4.2 RPA99/2003 ; P33) .....	97
V.3 Méthode d'analyse modale spectrale : .....	102

## **Chapitre VI : étude des éléments structuraux**

VI.1 .Introduction : .....	118
VI.2. Combinaisons des charges : .....	118
VI.3 .Etude des poteaux : .....	119
VI.3.1.Sollicitations de calcul : .....	119
VI.3.2.Ferraillage transversale : .....	121
VI.3.3 .Vérification : .....	122
VI.3.4 .Schéma du ferraillage des poteaux : .....	123
VI.4 .Etude des poutres : .....	123
VI.4.1Ferraillage des poutres : .....	124
VI.4.2.Vérification à L'ELS : .....	128
VI.4.3 .Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) : .....	129
VI.4.4. Schémas du ferraillage : .....	130
VI.5.Etude des voiles : .....	131
VI.5.1.Calcul des sollicitations : .....	132
VI.5.2.Calcul de ferraillage : .....	133
VI.5.3.Schéma de ferraillage : .....	135

## **Chapitre VII : Calcul des fondations**

VII.1- Introduction : .....	138
VII.2-Choix de type des fondations : .....	138
VII.3-Pré-dimensionnement : .....	139
VII.4-Etude des semelles isolées : .....	140
VII.4.1-Les sollicitations : .....	140

VII.4.2-Vérification de la contrainte de sol : .....	140
VII.4.3-Condition de rigidité :(art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227) .....	141
VII.4.4-Condition de poinçonnement : .....	141
VII.4.5-Ferraillage des semelles isolées : .....	142
VII.4.6-Schéma de Ferraillage : .....	143
VII.5-Semelles filantes : .....	144
VII.5.1-Etape de calcul : .....	144
VII.5.2-Vérification au non poinçonnement : .....	144
VII.5.3-Ferraillage des semelles filantes : .....	144
VII.6-Etude de la poutre de libage .....	145
VII.7-Schématization du ferraillage : .....	147
VII.8-La longrine : .....	147
VII.9-Schématization du ferraillage : .....	148

## LISTE DE TABLEUX

pag:

Tableaul.II.1 : résistance à la traction.....	10
Tableau III.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	34
Tableau III.2 : Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	35
Tableau III.3 : Evaluation des charges de murs extérieurs.....	35
Tableau III.4 : Evaluation des charges de murs intérieurs.....	36
Tableau III.5 : Evaluation des charges sur la volée.....	36
Tableau III.6 : Evaluation des charges de palier.....	37
Tableau III.7 : Evaluation des charges de balcons.....	37
Tableau III.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	38
Tableau III.9 : Descente des charges sur le poteau intermédiaire.....	40-41
Tableau IV.1 : Résultat de calcul.....	53
Tableau IV.2 : Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELU.....	61
Tableau IV.3 : Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELS.....	62
Tableau IV.4 : Les résultats de calcul.....	80
Tableau IV.5 : Les résultats de calcul.....	89
Tableau IV.6 : Valeurs des Armatures longitudinales.....	92
Tableau IV.7 : Section de ferrailage de poutre palier.....	94
Tableau V.1 : Valeur de $P_q$ sans X-X.....	100
Tableau V.2 : Valeur de $P_q$ sans Y-Y.....	101
Tableau V.3 : Les facteurs de participation massique de chaque modèle.....	104
Tableau V.4 : Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT.....	108
Tableau V.5 : Vérification de la résultante des forces.....	111
Tableau V.6 : Vérification des déplacements. (Sens x-x).....	111
Tableau V.7 : Vérification des déplacements. (Sens Y-Y).....	112
Tableau V.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	112
Tableau.V.9 : l'effet de P- $\Delta$ , sens X-X.....	113
Tableau.V.10 : l'effet de P- $\Delta$ , sens Y-Y .....	114

Tableau V.11 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	115
Tableau V.12 : Les valeurs de $W$ , $b_i$ et $F$ ; Sans X-X.....	116
Tableau V.13 : Les valeurs de $W$ , $b_i$ et $F$ ; Sans Y-Y.....	116
Tableau VI-1 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.....	119
Tableau VI-2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.....	119
Tableau VI-3 : Tableau récapitulative des sollicitations sur les poutres.....	125
Tableau VI.4 : Armatures longitudinales des poutres.....	125
Tableau VI-5 : Vérification de l'état limite de compression et ouverture de fissure.....	129
Tableau VI-6 : Vérification des contraintes au cisaillement.....	129
Tableau VI-7 : les sollicitations de viol.....	132
Tableau VII-1 : Les Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.....	140
Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.....	142
Tableau VII-3 : Ferrailage de la semelle isolée.....	142
Tableau VII-4 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	145
Tableau VII-5 : ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	146
Tableau VII-6 : ferrillages supérieurs de la poutre de libage.....	146

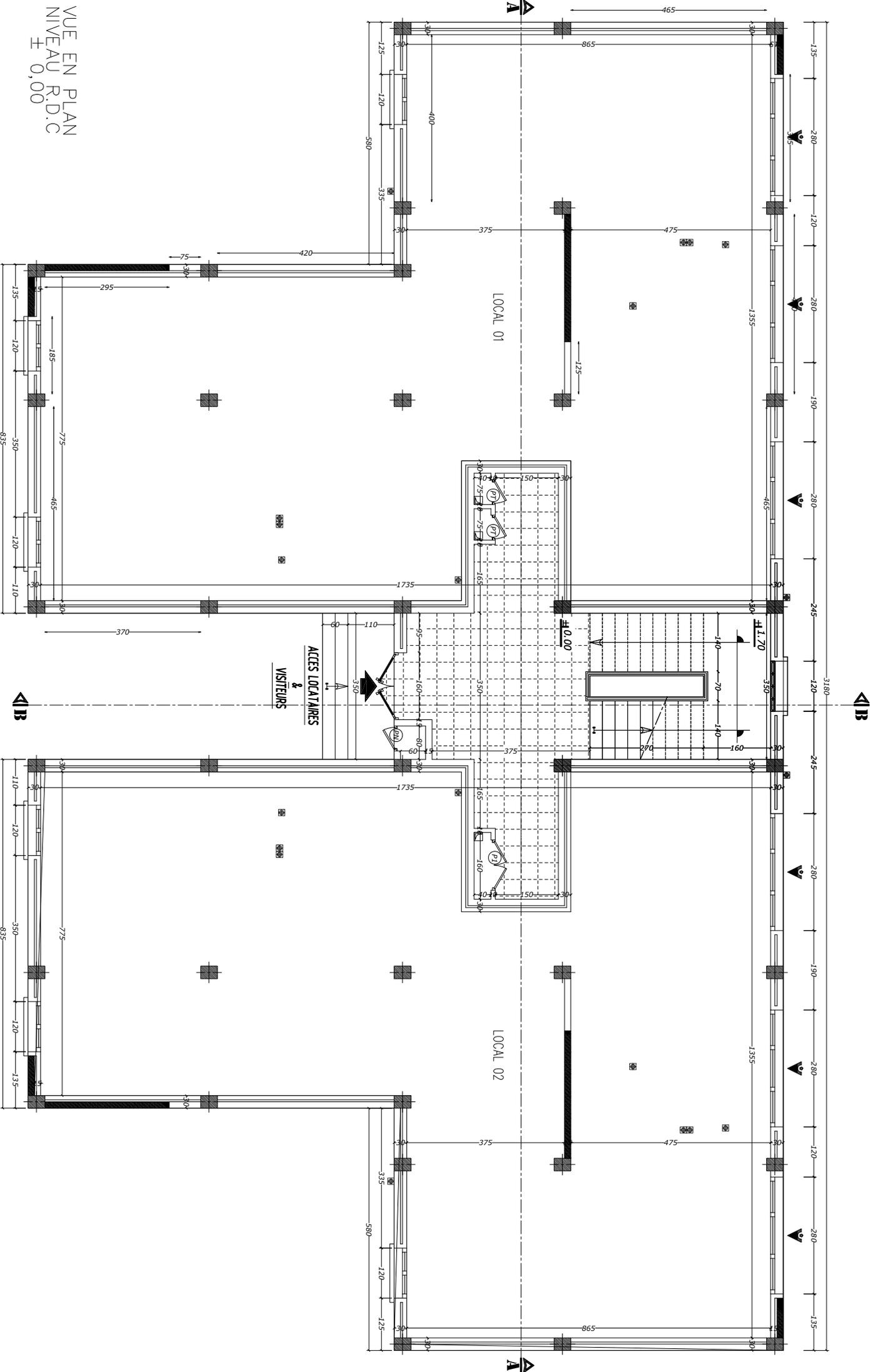
## Liste des figures :

page :

Figure II.1 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure II.2 : diagramme sous sollicitation de compression du béton.....	12
Figure II.3 : Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS.....	13
Figure II.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	13
Figure II.5 : module de déformation transversale.....	14
Figure II.6 : Diagramme contrainte-déformation.....	16
Figure II.7 : Diagramme contrainte-déformation ELU.....	16
Figure II.8 : diagramme de 3 pivots.....	18
Figure III.1 : Planchers en corps creux.....	24
Figure III-2 : La dimension de la nervure.....	25
Figure III.3 : Schéma de poutre principales.....	26.
Figure III.4 : Schéma de poutre secondaire.....	27
Figure III-5 : Dimension de voile.....	28
Figure III.6: Coffrage de l'acrotère.....	29
Figure III-7 :Schéma de l'escalier1.....	30
Figure III.8 : Schéma de paillasse 2.....	31
Figure III.9 : Plancher terrasse inaccessible.....	33
Figure III.10 : Plancher étage courant.....	34
Figure III.11 : Dimension des murs extérieurs et intérieurs.....	35
Figure III.12 : Poteau intermédiaire.....	39
Figure III.13 : Dimensions à respecter par les poutres.....	42
Figure IV.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	44
Figure.IV.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	45
Figure IV.3 : Schéma de diagramme des moments et les efforts tranchant.....	46
Figure.IV.4 : section de ferrailage.....	49
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure IV.6 ; Dimensions du balcon.....	52
Figure IV.7 : Schéma statique du balcon.....	53
Figure IV.8 : Schéma statique du balcon.....	54
Figure IV.9 : Schéma de ferrailage de balcon.....	56
Figure IV.10 : Schéma de poutrelle (8 travée).....	60
Figure IV.11 : Diagramme de moment à l'ELU.....	62
Figure IV.12 : Diagramme de moment à l'ELS.....	63
Figure IV.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	63
Figure IV.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	64

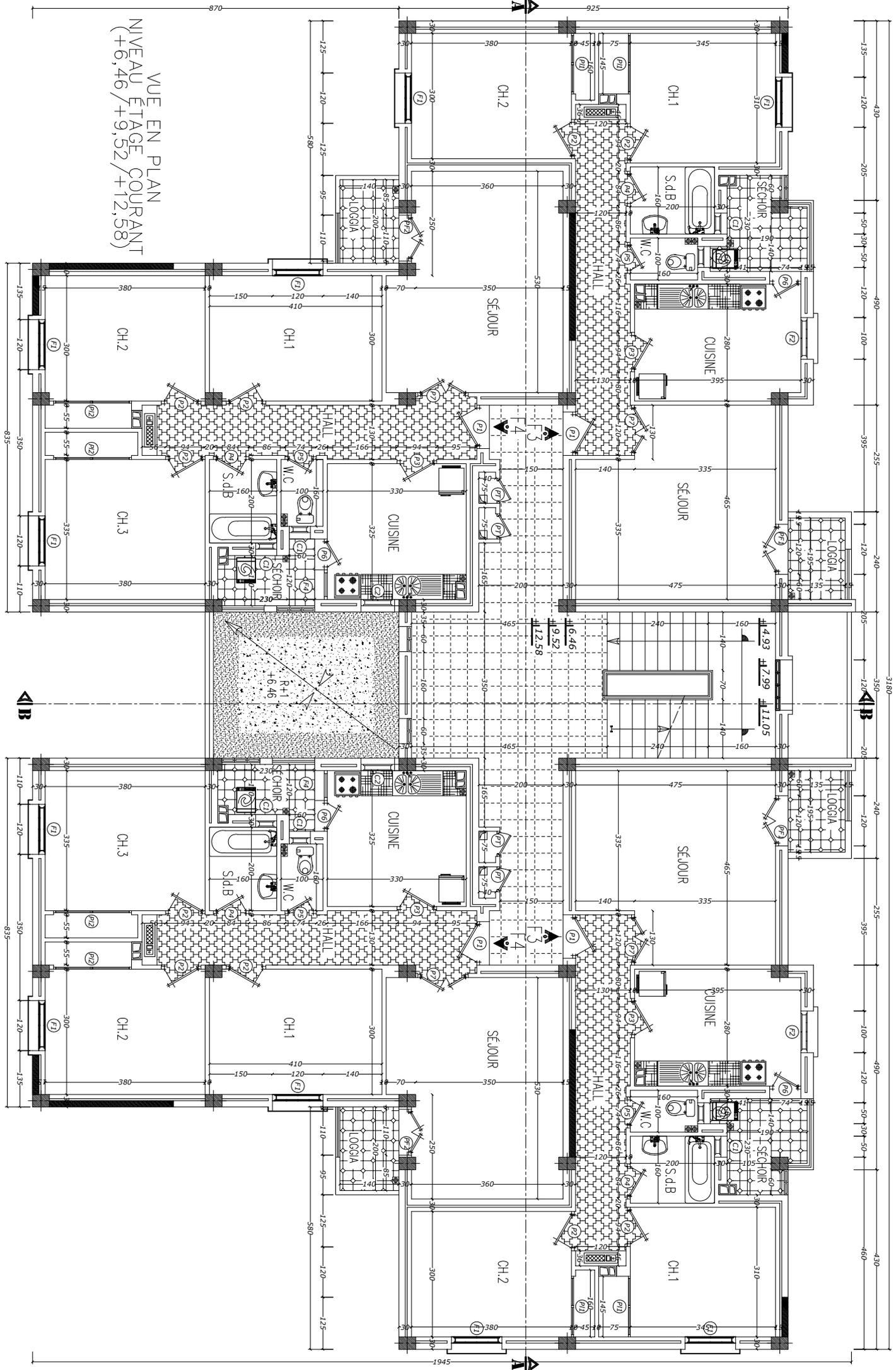
Figure IV.15 : Ferrailage de poutrelle.....	73
Figure IV.16: Disposition constructive des armatures . . . . .	73
de la dalle de compression	
Figure IV.17 : Escalier coupe transversale (de RDC).....	74
Figure IV.18 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.....	75
Figure IV.19 : Schéma statique des escaliers.....	76
Figure IV.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	85
Figure IV.21 : Poutre palier.....	87
Figure IV.22 : La poutre à la torsion.....	90
Figure V.1 : Vue générale du modèle.....	103
Figure V.2 : 1 <sup>er</sup> mode - Vue déformée.....	105
Figure V.3 : 2 <sup>ème</sup> mode - Vue déformée.....	105
Figure V.5 : 3 <sup>ème</sup> mode - Vue déformée.....	107
Figure V.6 : Vue générale avec voile.....	107
Figure V.7 : 1 <sup>er</sup> mode - Vue déformée.....	109
Figure V.8 : 2 <sup>ème</sup> mode - Vue déformée.....	109
Figure V.9 : 3 <sup>ème</sup> mode – Vue déformée.....	110
Figure VI-1 : Ferrailage des poteaux.....	123
Figure VI.2 : Section de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	131
Figure VI-3 : Ferrailage du voile . . . . .	136
Figure VII.1 : Types de fondations superficielles.....	139
Figure VII.2 : ferrailage d'une semelle isolée.....	143
Figure VII.3 : ferrailage des semelles filantes SF1.SF2.....	147
Figure VII.4 : ferrailage de la longrine.....	148

VUE EN PLAN  
NIVEAU R.D.C  
± 0,00

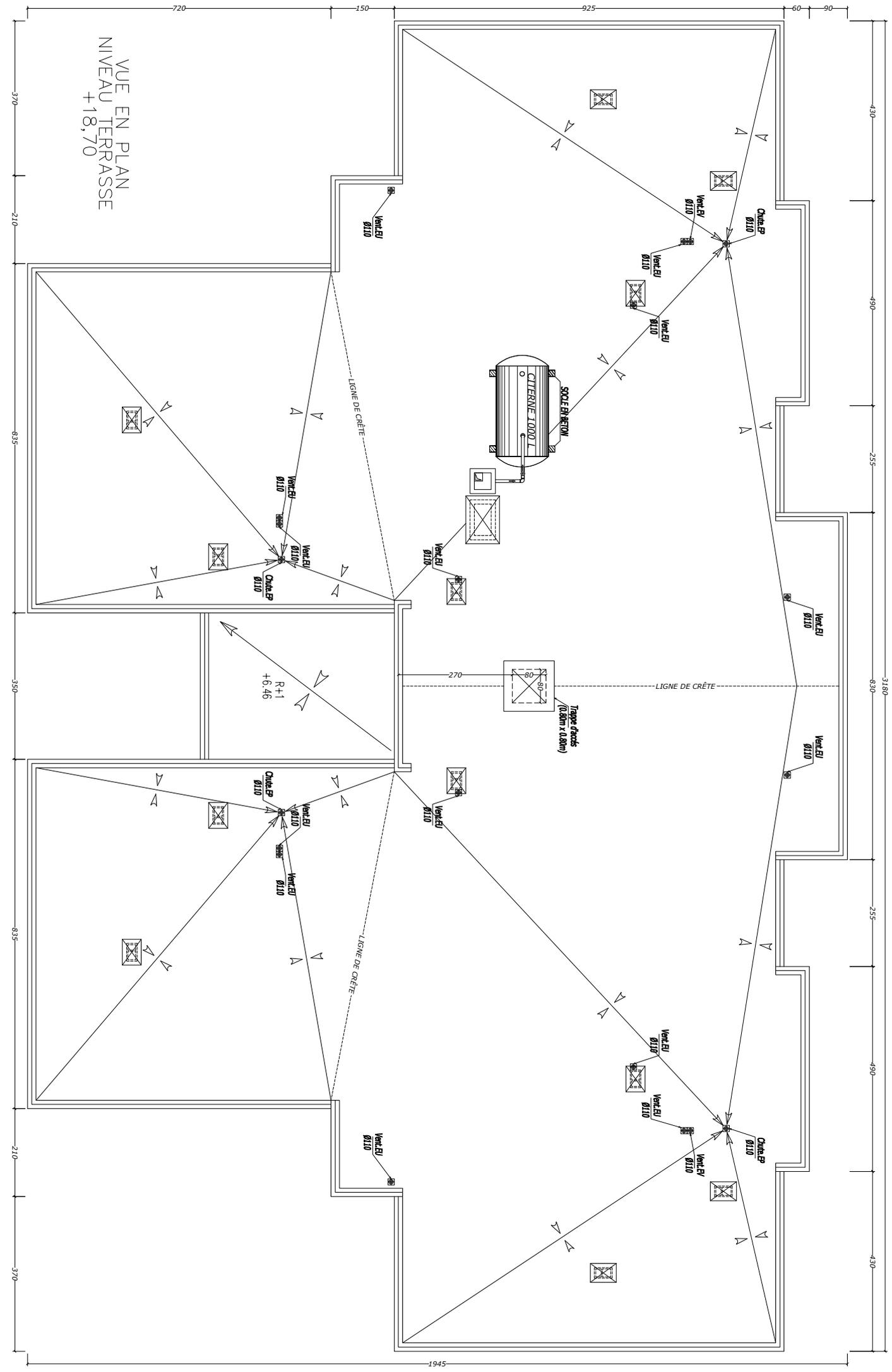




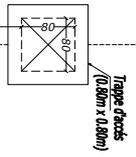
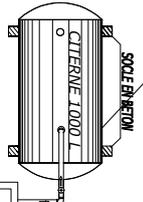
VUE EN PLAN  
NIVEAU ÉTAGE COURANT  
(+6,46 / +9,52 / +12,58)





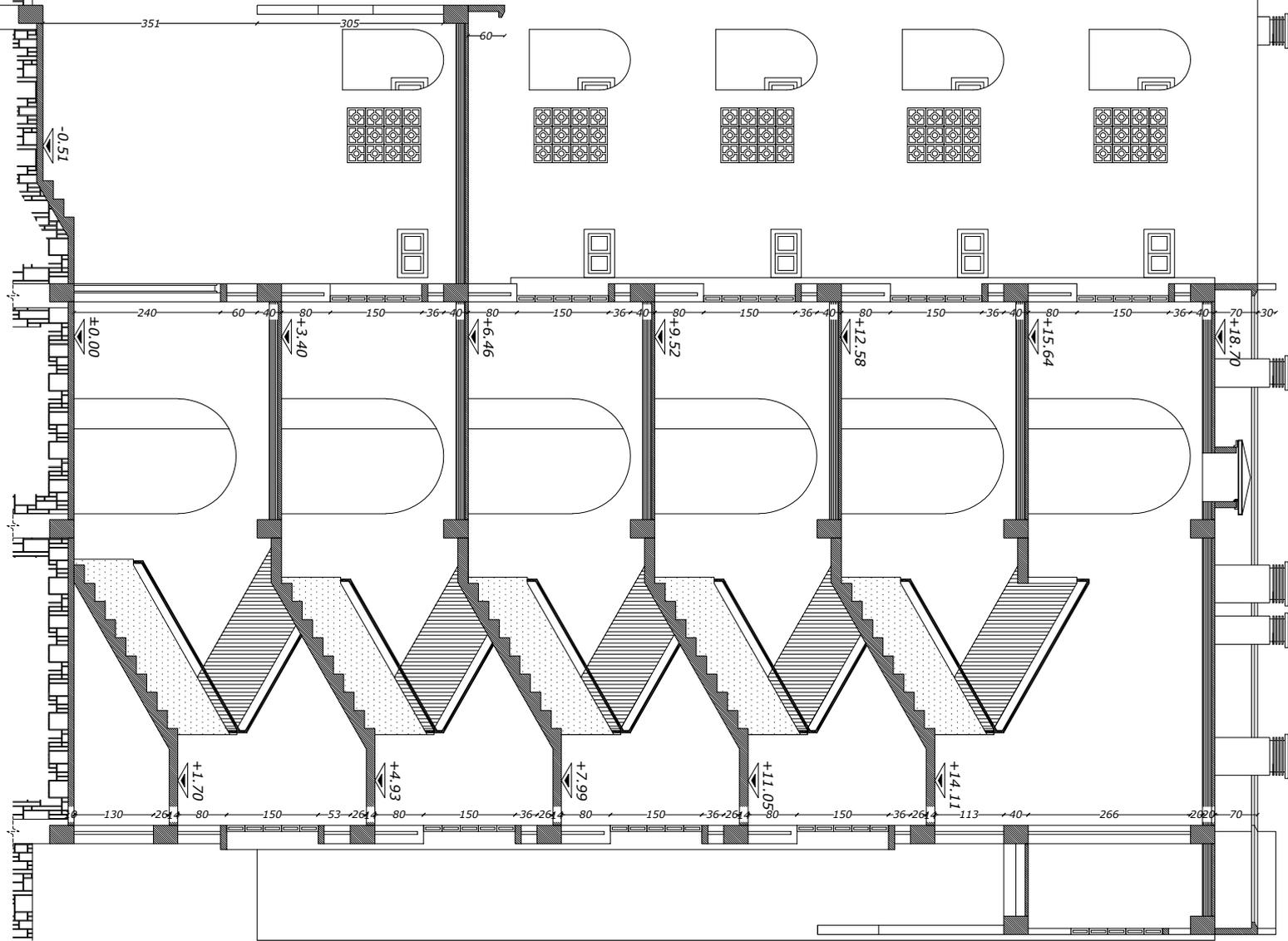


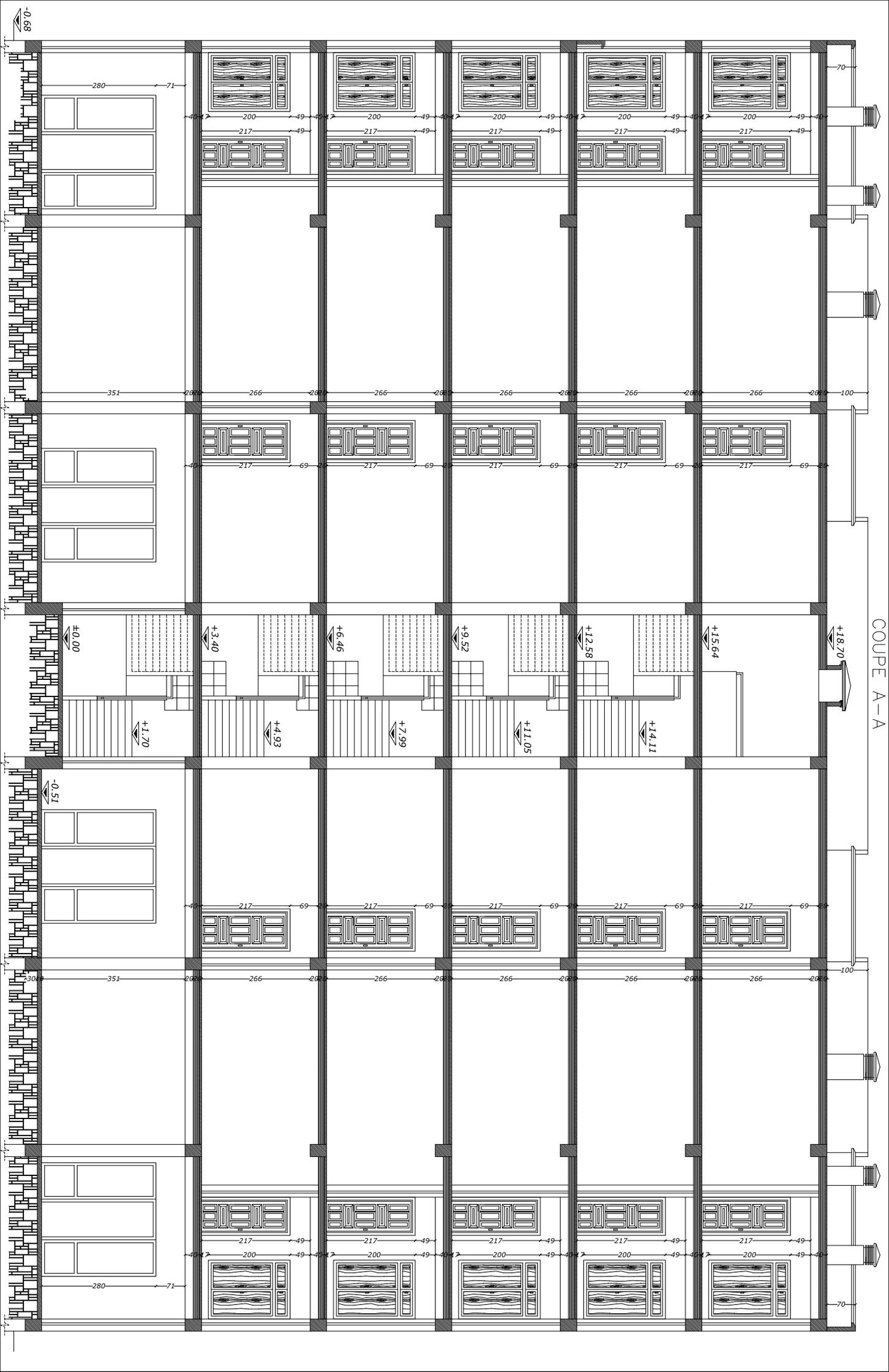
VUE EN PLAN  
NIVEAU TERRASSE  
+18,70



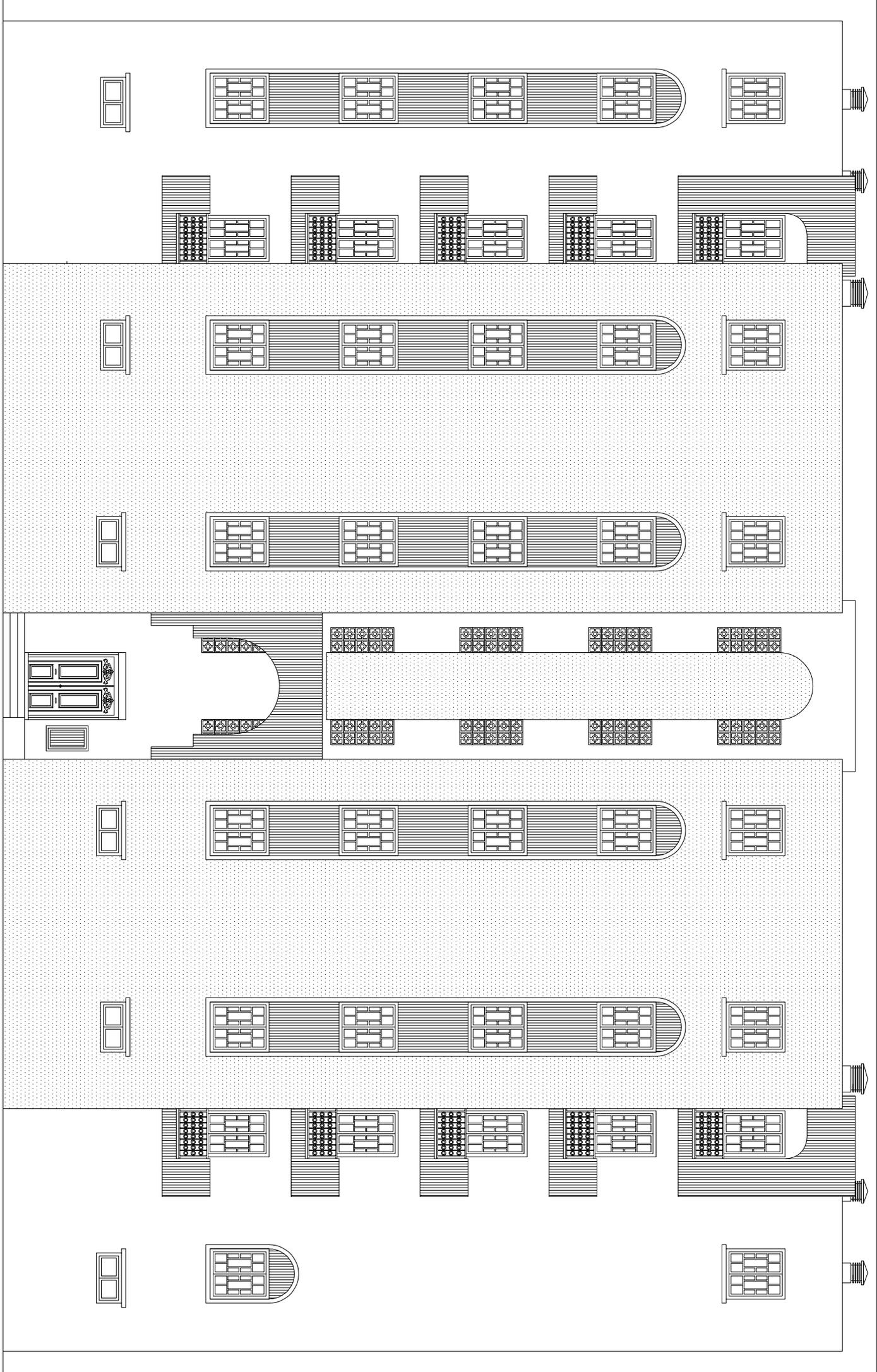
R+1  
+6,46

COUPE B-B





FAÇADE INTÉRIEURE



## INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés favorise la construction en hauteur afin de maximiser l'utilisation de l'espace disponible. Cependant, étant donné que l'Algérie se trouve dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est considérée comme une région à forte activité sismique depuis toujours.

Ce choix de construction verticale comporte un risque lié aux dommages causés par les séismes. À chaque séisme majeur, on constate un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a démontré que la plupart des bâtiments endommagés lors du tremblement de terre de Boumer des le 21 mai 2003 n'étaient pas conçus selon les normes parasismiques. Il est donc essentiel de respecter les normes et recommandations parasismiques qui garantissent une structure suffisamment rigide.

Dans le cadre de ce projet, nous avons effectué le calcul d'un bâtiment situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Ce bâtiment comprend un rez-de-chaussée et cinq étages, avec un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques. L'objectif principal est de dimensionner les ouvrages de manière à assurer leur résistance et leur efficacité économique.

L'utilisation du béton armé (BA) présente un avantage économique, car il est moins avantageux que d'autres matériaux tels que la charpente en bois ou en métal. De plus, le béton armé offre de nombreux autres avantages tels que la souplesse d'utilisation, la durabilité et la résistance au feu.

Ce mémoire est composé de six chapitres :

Le premier chapitre présente une présentation complète du bâtiment, en définissant les différents éléments et en faisant des choix concernant les matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre concerne le pré-dimensionnement des éléments tels que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons.

Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment, comprenant la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres à la structure lors de ses vibrations. Cette étude sera réalisée en analysant le modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2019.

Le cinquième chapitre présente le calcul de l'armature des éléments structuraux, basé sur les résultats obtenus avec le logiciel ROBOT 2019.

Le dernier chapitre aborde l'étude des fondations, suivi d'une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *présentation de projet*

## **I.1 Introduction :**

Le projet que vous décrivez est un immeuble d'habitation R+5 étages avec un système de contreventement mixte, utilisant à la fois des voiles et des ponts. Le bâtiment est situé à Bordj Bou Arreridj, Algérie. Cette zone a été classée en zone sismique modérée selon les règles antisismiques en vigueur en Algérie, notamment le règlement RPA 99 (édition 2003).

La classification des zones sismiques est une mesure utilisée pour déterminer les exigences de conception et de renforcement des structures afin de les rendre plus résistantes aux tremblements de terre.

### **I.1.1 caractéristique du bâtiment**

#### **❖ Géométrie :**

L'ouvrage à étudier présente une architecture caractérisée par un seul bloc de forme irrégulière en plan :

- Longueur en plan ----- 31.80 m
- Largeur en plan----- 19.30 m
- Hauteur du RDC -----3.40 m
- Hauteur étage courant -----3.06 m
- Hauteur totale ----- 18.7 m
- l'acrotère ----- 0.7 m

#### **❖ Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone sismique (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site ferme catégorie S2.
- Contrainte admissible du sol = 2,6 bars.

## **I.1.2 Conception la structure de bâtiment :**

### **❖ Structure de contreventement :**

La conception de l'ouvrage est conforme aux règles parasismiques RPA 99 (Version 2003). Selon les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, il n'est pas possible d'adopter un contreventement par portiques auto-stables, car la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14,00 m. Par conséquent, la solution choisie est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification de l'interaction entre les portiques et les voiles.

Dans ce type de contreventement, il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au maximum 20% des sollicitations résultant des charges verticales.
- Les charges horizontales sont réparties conjointement entre les voiles.
- Les portiques, en proportion de leurs rigidités relatives, ainsi que des sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

### **➤ Les Planchers :**

Deux types de planchers sont distingués dans le projet

- Plancher en corps creux.
- Dalle pleine, spécifiquement utilisée pour les balcons.

### **➤ Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs : Sont construits en utilisant une double cloison de briques creuses d'une ép.
- naisseur de 10 cm, avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
- Les murs intérieurs : Sont construits en utilisant des briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

### **➤ Revêtement :**

- Le revêtement du bâtiment comprend les éléments suivants :
- Les faces extérieures des murs de façade sont recouvertes d'un enduit en ciment.
- Les murs et les plafonds sont revêtus d'un enduit de plâtre.
- Les planchers et les escaliers sont recouverts de carrelage.

### ➤ **Escaliers :**

Le bâtiment est équipé de deux types d'escaliers :

- **RDC** : deux volées d'escaliers reliées par un palier, avec une hauteur totale de 3.40 m.
- **Étage courante** : deux volées d'escaliers reliées par un palier, mais avec une hauteur totale de 3,06 m.

### ➤ **L'Acrotère :**

Puisque la terrasse est inaccessible, le niveau supérieur est entouré d'un acrotère en béton armé. Cet acrotère a une hauteur qui varie entre 70 cm et 100 cm, et une épaisseur de 10 cm.

### ➤ **Fondations :**

L'infrastructure comprend les éléments structuraux des sous-sols éventuels ainsi que le système de fondation. Ces composants doivent former un ensemble solide et rigide capable de supporter les charges verticales et de transmettre les charges sismiques horizontales. De plus, ils doivent être conçus de manière à limiter les tassements différentiels. Il est essentiel que le système de fondation soit uniforme et homogène pour assurer la stabilité globale de la structure.

### ➤ **Type de coffrage utilisé :**

Les éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles sont construits à l'aide de coffrages en métal ou en bois. Les planchers à corps creux et les escaliers.

# ***Chapitre II***

## ***Caractéristiques mécaniques des matériaux***

### **II.1 Introduction :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux désignent les propriétés physiques qui décrivent le comportement d'un matériau soumis à des contraintes ou à des forces externes. Ces caractéristiques sont importantes pour comprendre comment les matériaux réagissent et se déforment sous l'influence de charges, de températures ou d'autres conditions environnementale

### **II.2 Béton :**

#### **❖ Définition :**

Le béton est constitué d'un agencement de granulats, qui sont des grains généralement inertes, liés ensemble par une pâte formée par le mélange de ciment, éventuellement d'additions minérales et/ou d'adjuvants organiques, ainsi que d'eau.

#### **❖ Compositions :**

Le béton est défini comme un matériau composé d'un mélange adéquat de ciment, de granulats (sables et pierraille), d'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Il est largement utilisé dans le domaine de la construction, que ce soit pour les bâtiments ou les travaux publics. La qualité du ciment utilisé et ses caractéristiques dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou parfois de bauxite, ainsi que de la température de cuisson du mélange.

Le béton se compose de deux types de granulats :

- Le sable, qui a une dimension inférieure à 5 mm
- Le gravier, qui a une dimension inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

#### **II.2.1 Avantage et inconvénient du béton armé :**

- ❖ **Les avantages** : de ce matériau résident dans son aspect économique, sa grande souplesse d'utilisation, sa résistance au feu, sa longévité et sa rigidité.
- ❖ **Les inconvénients** : de ce matériau incluent son poids, la possibilité de fissuration, une mauvaise isolation phonique, la potentialité de causer des accidents plus graves et la difficulté de modifier des ouvrages déjà réalisés.

### **II.3 Préparation du béton :**

La quantité de liant utilisée pour produire un volume d'un mètre cube de béton est ce qu'on appelle dosage. La formule couramment utilisée pour un mètre cube de béton est la suivante :

- Ciment : 350 Kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5).
- Gravier : 800 Litre/m<sup>3</sup> ( $\varphi \leq 25\text{mm}$ ).
- -Eau : 180 L/m<sup>3</sup>.

#### **❖ Le ciment :**

Le ciment qui est le composant principal du béton, a joué un rôle essentiel dans le développement de la construction en béton. C'est aussi souvent l'élément le plus déterminant. Son rôle principal est d'agir comme la "colle" qui maintient les blocs ensemble.

#### **❖ Les granulats :**

Les granulats jouent un rôle primordial dans le béton, représentant environ 70 % de son volume total. Ils constituent l'ossature du matériau. La sélection et le dosage des différentes fractions granulaires sont des éléments essentiels pour obtenir un béton satisfaisant.

#### **❖ L'eau :**

L'eau utilisée dans le béton doit être exempte de contaminants. La présence de chlorures dans l'eau peut provoquer une réaction chimique qui altère la prise du ciment. Cela peut entraîner une diminution des qualités de résistance du béton.

#### **❖ Les adjuvants :**

Les adjuvants est tout composant autre que le ciment, les granulats et l'eau, qui est ajouté à un mélange. et les adjuvants de béton sont des produits chimiques solubles dans l'eau.

### **II.4 Caractéristique physique et mécanique du béton :**

#### **II.4.1 Masse volumique :**

- La masse volumique béton a granulats courant  $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg / m}^3$ .
- La masse volumique béton a granulats légers  $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg m}^3$ .
- La masse volumique béton a granulats lourds  $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg m}^3$ .
- La masse volumique béton 2500 kg m<sup>3</sup>.

## **II.4.2 La déformation des bétons :**

### ❖ **La déformation thermique (dilatation) :**

Étant donné que le coefficient de dilatation thermique du béton est estimé à  $1 \times 10^{-5}$ , une variation de  $\pm 20^\circ\text{C}$  entraîne les conséquences suivantes :

$$\frac{\Delta l}{l} = \pm 2 \times 10^{-4}$$

### ❖ **Le retrait :**

Le retrait dans le béton fait référence à la réduction de sa longueur, que l'on peut assimiler à un raccourcissement. Ce phénomène est généralement amélioré par une baisse de la température.

### ❖ **Le fluage :**

Le fluage est un phénomène observé lorsque le béton est soumis à une charge constante sur une longue durée. Dans de telles conditions, le béton présente un comportement viscoélastique. Après une déformation.

## **II.4.3 Résistance du béton :**

### ❖ **Résistance à la compression $f_{cj}$ : BAEL 91 (artA2.1.11)**

Résistance caractéristique à la compression du béton à un certain nombre de jours d'âge, notée  $f_{cj}$  est obtenue à partir d'essais réalisés sur des échantillons de dimensions 16cm x 32cm. La valeur la plus couramment utilisée est la résistance à 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

Pour les calculs effectués pendant la phase de construction, on utilise les valeurs à  $j$  jours, qui sont déterminées à partir de  $f_{c28}$  selon les critères suivants :

- **Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad j < 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- **Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad j < 28 \text{ jours}$$

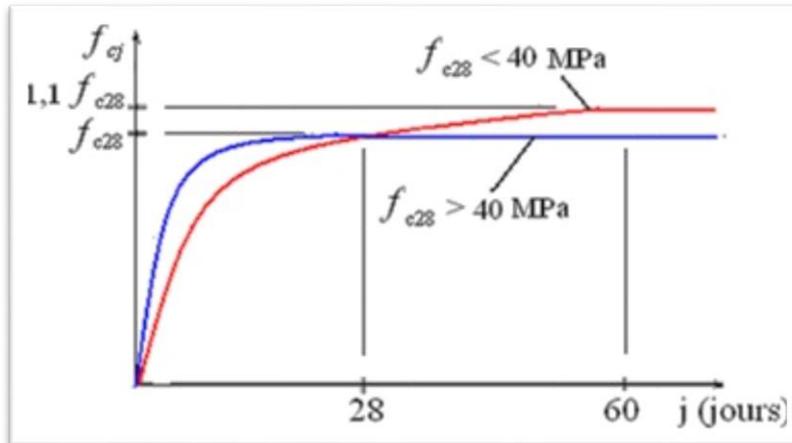


Figure II.1 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

❖ **Résistance caractéristique à la traction : BAEL91 (art.2.1.12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à un certain nombre de jours d'âge, notée  $f_{ij}$  est traditionnellement déterminée à partir des relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \longrightarrow f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \longrightarrow f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Evolution de la résistance à la traction  $f_{ij}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

$f_{c28}$	16MPa	20MPa	22MPa	25MPa	30MPa
$f_{t28}$	1.56MPa	1.8MPa	1.92MPa	2.1MPa	2.4MPa

Tableau.II.1 : résistance à la traction

**II.4.4 Pour notre étude on prend :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

❖ **Méthode de calcul :**

L'évolution des méthodes de calcul est basée sur les principes fondamentaux et a abouti à l'utilisation de la méthode de calcul aux états limites. Grâce à une meilleure compréhension du comportement du béton armé, obtenue grâce à de nombreux essais réalisés à travers différents pays, des modifications significatives ont été apportées.

### **II.4.5 Définition des états limites : (art 1.II ; BAEL 91 modifié 99 ; P14)**

Construction soit conçue et calculée de manière à assurer des niveaux de sécurité appropriés tout au long de sa durée d'utilisation. Ces niveaux de sécurité sont établis afin de prévenir tout risque de ruine totale ou partielle de l'ouvrage, ainsi que tout comportement en service pouvant affecter gravement sa durabilité, son apparence ou le confort des utilisateurs.

Les états limites sont regroupés en deux catégories distinctes :

#### **❖ Etat limite ultime E.L.U :**

Les états limites ultimes (ELU) se produisent lorsque la capacité portante maximale de la structure ou d'un de ses éléments est atteinte et ne peut être dépassée en raison des facteurs suivants :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de section due à une déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambage).
- Transformation de la structure en un mécanisme. Les états limites ultimes sont associés à une rupture qui entraîne un effondrement total ou partiel de la structure considérée, ce qui compromet la sécurité des personnes.

#### **❖ Etat limite de service E.L.S :**

L'état limite de service se réfère à des critères qui, s'ils ne sont pas respectés, empêchent l'élément d'être utilisé dans des conditions satisfaisantes. Il comprend trois cas :

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- La corrosion des armatures insuffisamment protégées, ce qui peut compromettre la durabilité de l'ouvrage
- des déformations excessives de l'ouvrage peuvent entraîner des problèmes tels que la fissuration des cloisons ou des carrelages sur une dalle trop fléchie

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc}=0.6f_{c28}.$$

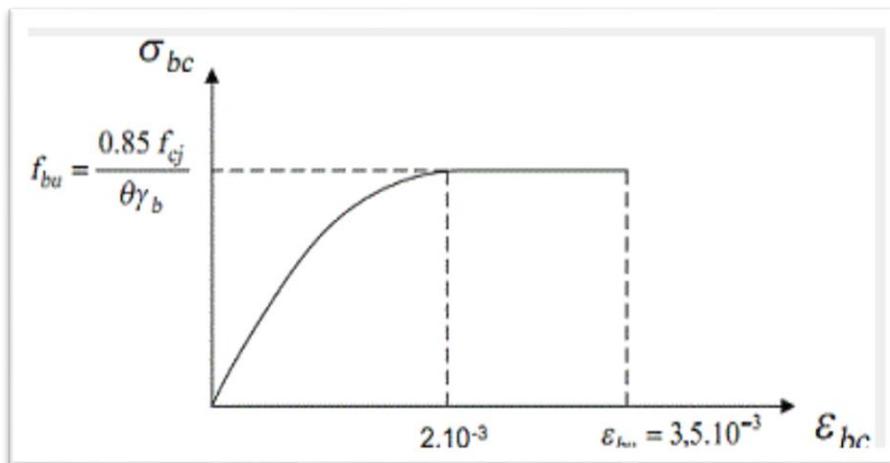
### II.4.6 Déformation et contrainte de calcul :

Dans les calculs liés à l'état limite ultime de résistance du béton, on utilise généralement un diagramme conventionnel appelé "parabole-rectangle", et parfois, dans un souci de simplification, un diagramme rectangulaire peut également être utilisé.

❖ **Diagramme parabole rectangle :**

➤ **ELU : (art 5.II.2 ; BAEL 91 modifié 99.p80)**

Le diagramme contraintes-déformations du béton est utilisé dans le cas de l'état limite ultime (ELU), notamment lorsqu'il s'agit de la compression du béton à des contraintes de 2 % et 3.5 %. Ce diagramme permet d'évaluer le comportement du béton sous des charges élevées et de prendre en compte les contraintes et les déformations associées.



**Figure II.2 :** diagramme sous sollicitation de compression du béton.

La valeur de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- $\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression .
- $f_{bc}$ : contrainte de calcul pour  $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$ .
- $f_{c22}$ : résistance caractéristique à la compression du béton à « 22 » jours .
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \text{cas général.} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \text{combinaison accidentelle.} \end{array} \right.$$

## Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

- D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

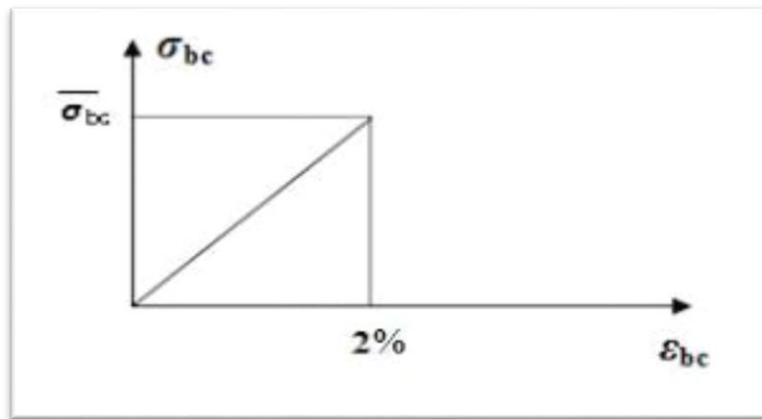
$$\left\{ \begin{array}{ll} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% & \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\% & \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \end{array} \right.$$

- $\Theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Theta = 1 & \rightarrow \quad \text{durée} > 24 \\ \Theta = 0,9 & \rightarrow \quad 1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h} \\ \Theta = 0,85 & \rightarrow \quad \text{durée} < 1\text{h} \end{array} \right.$$

➤ **ELS:** (art 5.II .3; BAEL 91 modifié99.p82)

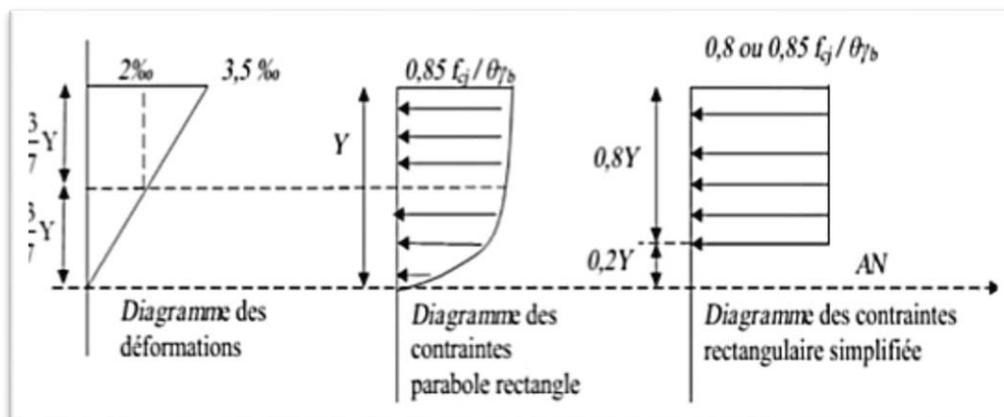
La contrainte de compression du béton à l'état limite de service (ELS), symbolisée par  $\sigma_{bc}$ , est limitée à une valeur de  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$



**Figure II.3 :** Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS.

❖ **Diagramme rectangulaire :** (art 5.II .2 ; BAEL 91 modifié99.p81)

Lorsque la section d'un élément est partiellement soumise à une compression, il est possible d'utiliser un diagramme rectangulaire simplifié pour représenter le comportement du matériau.



**Figure II.4 :** Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de  $0,2y$ , à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle. Sur la distance restante de  $0,8y$ , la contrainte dans les zones comprimées où la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées a une valeur de  $(0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta)$ . Dans les zones comprimées où la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres, la contrainte a une valeur de  $(0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b)$

#### **II.4.7 Déformation longitudinale du béton :**

La déformation longitudinale du béton, sous l'effet de contraintes normales appliquées pendant une durée inférieure à 24 heures, peut être caractérisée par son module de déformation instantanée est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

Lorsque des contraintes normales de longue durée (supérieures à 24 heures) sont appliquées, il est admis que le module de déformation longitudinale différée est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} \quad E_{ij} = 10818 \text{ MPa}$$

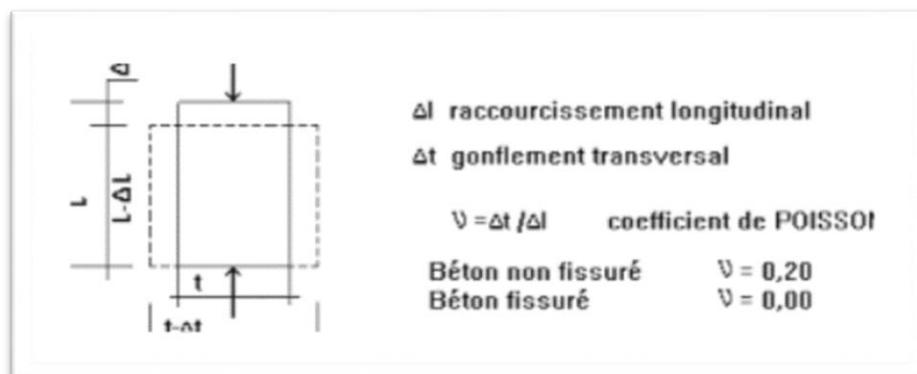
#### **II.4.8 Déformation transversale du béton :**

On peut exprimer la valeur du module de déformation comme suit :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations.



**Figure II.5 :** module de déformation transversale.

### ❖ De cisaillement : (article A.5.1.2 du BAEL91).

La contrainte tangente ultime, symbolisée par  $\tau_u$  et décrite dans le BAEL99, est définie de la manière suivante  $\alpha = 90^\circ$

$$\left[ \begin{array}{l} \tau_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \text{ en FPN} \\ \tau_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) \text{ en FPN ou FTP} \end{array} \right.$$



$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

## II.5 L'acier :

### ❖ Définition :

Les aciers utilisés dans le béton armé sont des alliages constitués principalement de fer et de carbone en faible proportion. Ces matériaux se distinguent par leur résistance élevée à la fois en traction et en compression. Leur capacité à bien adhérer au béton en fait des matériaux homogènes

#### ➤ Les treillis soudés (TS)

Se différencient des autres types d'acier car ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux de dimensions standardisées. Leur largeur standard est de 2,40 m. Les rouleaux mesurent 50 m de longueur, tandis que les panneaux ont une longueur de 4,80 m ou 6 m.

Ces treillis sont composés de fils croisés et sont soudés aux points d'intersection. On distingue deux types de treillis soudés :

- Les treillis soudés à fils tréfilés lisses appelés **TSL**
- Les treillis soudés à fils à haute adhérence appelés **TSHA**

#### ➤ Acier rond lisse RL ( $\Phi$ ou RL) :

Est fabriqué à partir d'aciers doux qui sont laminés à chaud pour obtenir une surface lisse, sans aspérités. Les nuances couramment utilisées pour ce type d'acier sont **Fe E 215** et **Fe E 235**.

#### ➤ L'acier de haute adhérence (HA) :

Est produit en laminant à chaud un acier naturellement dur, ou dont les propriétés mécaniques sont obtenues grâce à une composition chimique spécifique. Les barres d'acier de haute adhérence présentent une surface striée avec des crénelures de différentes formes, selon les marques commerciales, pour assurer une adhérence optimale avec le béton. Ces aciers sont disponibles dans les nuances **Fe E 400** et **Fe E 500**.

**II.5.1 Caractéristique mécanique :**

La justification repose principalement sur la limite d'élasticité garantie, désignée par "f<sub>e</sub>" (selon l'article A.2.2.1 du BAEL), qui constitue le critère mécanique de référence Cette valeur varie en fonction du type d'acier utilisé De plus.

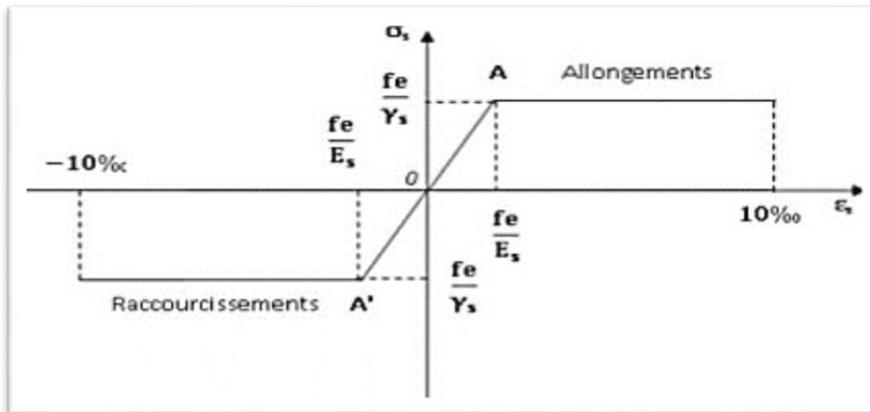
Le module d'élasticité longitudinale "E<sub>s</sub>" est également pris en compte et est généralement constant :

$$E_s = 200\,000\text{MPa}$$

❖ **Diagramme déformation-contrainte de calcul :**

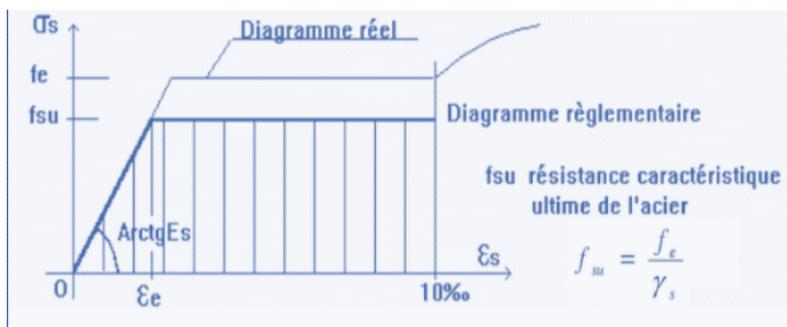
(art4.II.2 ; BAEL91modifié99,p78)

Lors des calculs de béton armés liés aux états limites, on remplace le diagramme de comportement réel par un diagramme conventionnel



**Figure II.6 :** Diagramme contrainte-déformation.

❖ **Diagramme contraintes -déformations de calcul de l'acier :**



**Figure II.7 :** Diagramme contrainte-déformation ELU.

## Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité prend la valeur suivante :
- ✓  $\gamma_s = 1$  pour des combinaisons accidentelles.
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  pour les autres combinaisons.

### ❖ Contraintes admissibles en ELS :

Lors de l'état limite de service, les vérifications concernant les aciers sont axées sur la limite d'ouverture des fissures. L'évaluation du degré de nuisibilité de l'ouverture des fissures dépend de divers facteurs tels que l'environnement (agressif ou non), la nature de la structure, l'utilisation de l'ouvrage, la limite élastique des aciers utilisés et l'expérience acquise à partir de structures similaires.

- Si la fissuration peut être préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$$

- Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$$

### Avec :

- $\eta$  : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$  pour les ronds lisses.
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \geq 6\text{mm}$ ).
- $\eta = 1.3$  pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ).

### ❖ Poids volumique :

- Acier :  78.5KN/m
- Béton armé :  25KN/m
- Béton non armé :  22KN/ m<sup>3</sup>

### ❖ Etats limites :

Les règles BAEL établissent une distinction entre deux états limites de calcul :

- L'état limite ultime de résistance (ELUR), qui concerne la capacité de résistance maximale de la structure.
- L'état limite de service (ELS), qui prend en compte les conditions de fonctionnement normales de la structure et vise à garantir son bon fonctionnement et sa durabilité.

### ➤ E. L. U. R :

Ce concept implique l'équilibre entre les charges d'action majorées et les résistances rémunérées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées, conformément aux réglementations parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). De plus, il est nécessaire de vérifier que l'état limite ultime de résistance (ELUR) n'est pas atteint, en prenant en compte le fait que les charges sismiques sont provoquées comme des charges accidentelles.

Les limitations suivantes s'appliquent aux déformations des matériaux :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ pour tous les cas.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en cas de flexion composée ou simple, et limité à 2‰ en cas de compression simple.

Le diagramme des déformations limites de la section :

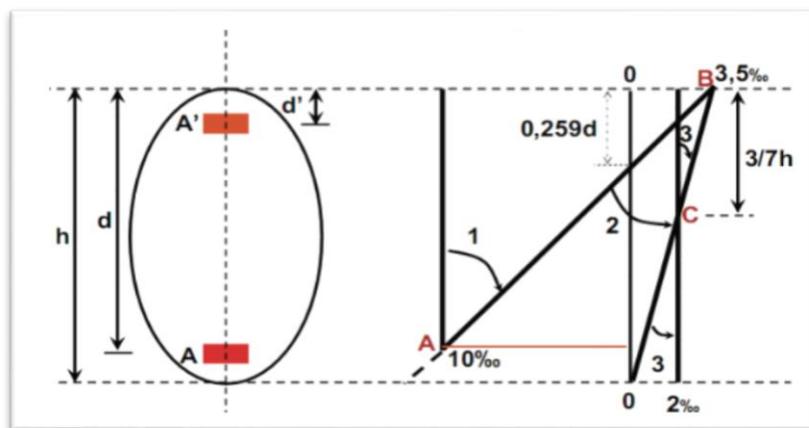


Figure II.8 : diagramme de 3 pivots.

Ces points, appelés pivots, sont définis de la manière suivante :

- **Point A** : Il correspond à un allongement de 10‰ (pour mille) de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité (CDG) de l'ensemble des armatures tendues.
- **Point B** : Il correspond à un raccourcissement de 3,5‰ (pour mille) du béton dans la fibre la plus comprimée.
- **Point C** : Il correspond à un raccourcissement de 2‰ de la fibre de béton située à une distance égale à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée (où  $h$  représente la hauteur totale de la section).

### II.6 Les sollicitations de calcul :

Sont obtenues en combinant les charges d'action selon la formule suivante :

$$1,35G + 1,5Q.$$

#### II.6.1 L'état limite de service (ELS)

Est atteint lorsque les sollicitations réelles (non majorées) sont en équilibre avec les sollicitations résistantes calculées, sans dépasser les contraintes limites. Les calculs sont effectués uniquement en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### II.6.2 Hypothèses de calcul (BAEL91) :

Les hypothèses de calcul énoncées dans le BAEL91 sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton est approximé par une parabole suivie d'un rectangle.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\epsilon_s = 10\%$ .
- Les diagrammes de déformation d'une section droite doivent passer au moins par l'un des trois pivots définis.

**II.6.3 Pour les charges normales :**

G + Q

Si des forces horizontales dues au séisme interviennent, les règles parasismiques algériennes comportent les combinaisons d'action suivantes

- $G + Q + E.$
- $G + Q + 1,2E.$
- $G + Q - 1,2E.$
- $G + 0,8E.$

$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{représente la charge permanente.} \\ Q : \text{représente la charge d'exploitation.} \end{array} \right.$

**II.7 Le choix des matériaux lors de la conception du projet :**

Lors de l'élaboration du projet, il est nécessaire de faire des choix concernant les matériaux utilisés.

❖ **Béton :**

- Ciment dosé à  $350 \text{ kg/m}^3.$
- $F_{C28} = 25 \text{MPa}.$
- $F_{t28} = 2.1 \text{MPa}.$
- $E_{tj} = 32164.19 \text{MPa}.$
- $E_{vj} = 10818.86 \text{MPa}.$
- $\gamma_b = 1.5.$
- $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}.$

❖ **Acier :**

- Des barres (HA) Fe 400.
- $F_{su} = 348 \text{MPa}.$
- $\gamma_s = 1.15.$
- $E_s = 200\ 000 \text{MPa}.$
- $\eta = 1,6$  pour Haute Adhérence.

### **I1.7.1 Règles et Normes de calcul :**

Les représente l'effort dû au séisme. Les règles et normes utilisées pour le calcul et la vérification comprennent :

- **RPA 99/version2003** : Les règles parasismiques algériennes.
- **BAEL 91** : Les règles concernant le béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **DTR-BC-2.2** : Les Documents Techniques Réglementaires relatifs aux charges permanentes et aux charges d'exploitation

# *Chapitre III*

## *Le pré dimensionnement des éléments*

### **III.1.Introduction :**

Le pré-dimensionnement des différents éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles, etc., est une étape qui repose sur des principes empiriques. Cette étape constitue le point de départ et la base pour justifier la résistance, la stabilité et la durabilité de la structure face aux sollicitations suivantes :

#### **❖ Sollicitations verticales :**

Sont générées par les charges permanentes et les surcharges d'exploitation résultant sur les planchers, les poutrelles, les poutres et les poteaux, qui sont ensuite transmises au sol par le biais des fondations.

#### **❖ Sollicitations horizontales :**

Les sollicitations horizontales sont principalement causées par des forces sismiques et sont supportées par les éléments de contreventement tels que les portiques. Le pré-dimensionnement de tous les éléments de la structure est effectué en respectant les règles établies par le B.A.E.L 91, le CBA93 et le R.P.A 99 / Version 2003

### **III.2. Pré dimensionnement des éléments**

#### **III.2.1. Planchers en corps creux :**

##### **a) Corps creux et dalle de compression :**

Dans notre structure, les planchers sont de type "à corps creux", où les vides présents dans les corps creux n'apportent pas de contribution à la résistance de l'ouvrage. Cependant, ils offrent un élément d'une rigidité infinie dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles est généralement déterminée en fonction des conditions d'utilisation et de résista

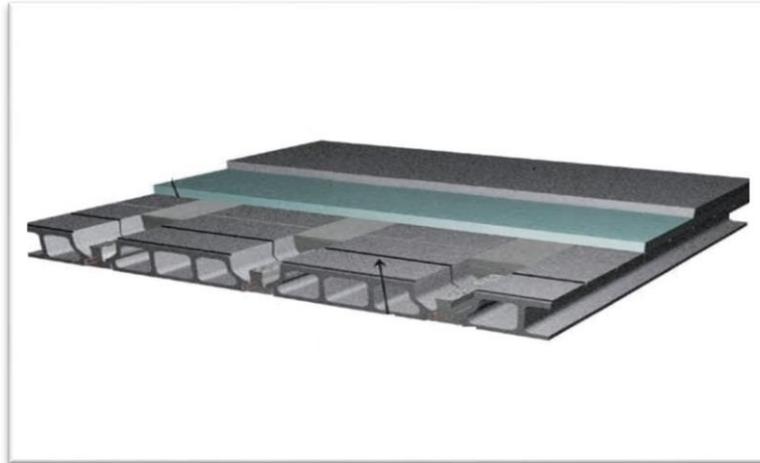


Figure III.1 Planchers en corps creux

L'épaisseur du plancher est conditionnée par : (CBA 93(Art B.6.8.4.2.4))

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{plus grande portée dans le sens considéré} \\ h_t : \text{épaisseur de la dalle de compression + corps creux} \end{array} \right.$

$$h_t \geq \frac{505}{22.5} = 22.4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_t = 24 \text{ cm}$$

Donc :  $h_t = (20 + 4) \text{ cm}$

**a) Nervure: CBA93 (Art A.4.1.3) :**

La forme de la section transversale des nervures est considérée comme étant similaire à une section en forme de "T", avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = b_0 + 2b_1$$

La largeur de la partie supérieure de la section en T

La largeur de la table de compression est égale à :

$$\frac{ht}{3} \leq b_0 \leq \frac{ht}{2} \quad \longrightarrow \quad \frac{22}{3} \leq b_0 \leq \frac{22}{2}$$

$$7.33 \leq b_0 \leq 11$$

On prend :  **$b_0 = 10 \text{ cm}$**

$$b_1 = \min \left( \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad b_1 = \min \left( \frac{505}{10}; \frac{55}{2} \right)$$

$$b_1 = \min (50.5 ; 27.5)$$

- L : la portée de la travée
- $L_0$  : la distance entre les faces voisines de deux nervures

Donc :

$$b_1 = 27.2 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 2 \times 27.2 + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

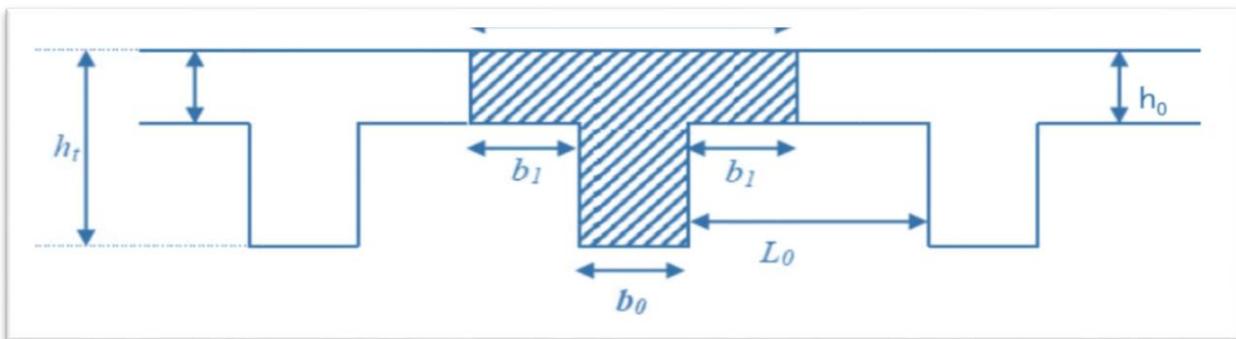


Figure III-2 : La dimension de la nervure

### III.2.2 Les poutres :

Charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

D'après le BAEL91 :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$   $\implies$   $0.4h \leq b \leq 0.7h$

D'après le RPA99 version 2003  $\frac{h}{b} \leq 4$   $\implies$   $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

#### A. Les poutres principales :

On a :  $L = 5.05 \text{ m}$

➤ Selon le BAEL 91 :

$$33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$$h = 45 \text{ cm} \longrightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \longrightarrow h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \longrightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

On opte une section (b, h) = (30, 45) cm<sup>2</sup>

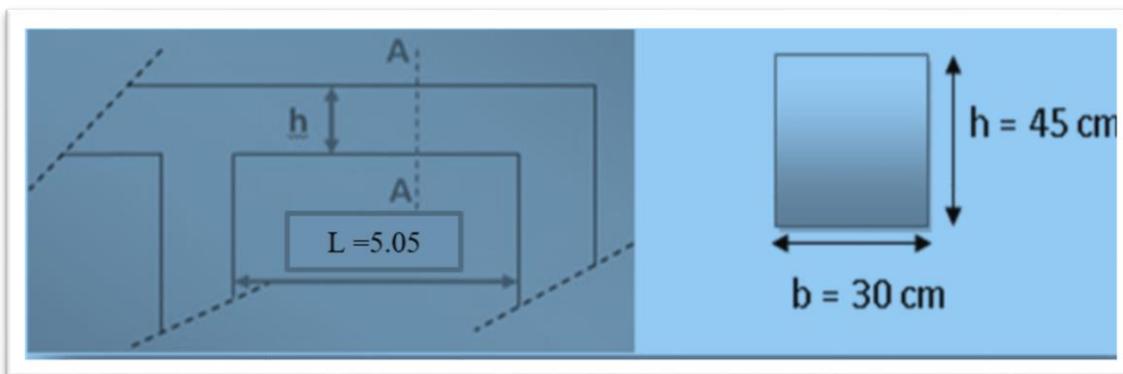


Figure III.3 :Schéma de poutre principales.

**B. Les poutres secondaires :**

On a : L = 4.65 m.

➤ Selon le BAEL 91 :

$$31 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm.}$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm.}$$

➤ Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$$h = 40 \text{ cm} \quad h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \quad \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

On opte une section (b, h) = (30, 40) cm<sup>2</sup>.

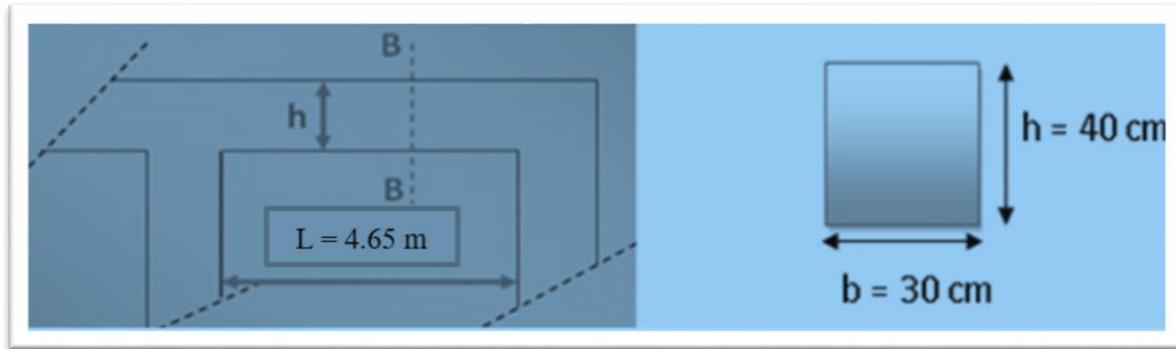


Figure III.4. Schéma de poutre secondaire

### III.2.3 Les poteaux :

Dans le cadre de la construction, les éléments verticaux en béton armé qui servent de supports pour transmettre les charges aux fondations en fonction de leur emplacement sont désignés par les termes suivants :

- Poteaux d'angle : Ce sont les poteaux situés aux coins de la structure.

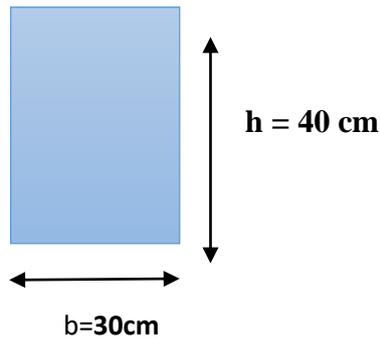
Poteaux de rive ou de façade : Ce sont les poteaux situés le long des côtés extérieurs de la structure.

- Poteaux intermédiaires ou centraux : Ce sont les poteaux situés entre les poteaux d'angle ou de coin et les poteaux de rive ou de façade.
- Pour des raisons architecturales et de mise en œuvre, une section de (30×40) cm<sup>2</sup> est adoptée pour ces poteaux.
- Selon l'article 7.4.1 de la Règle Parasismique Algérienne (RPA), page 48, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire aux exigences en vigueur dans les zones sismiques.

$$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm zone I} \longrightarrow \min (30,40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \min (30,40) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < \frac{40}{30} < 4 \longrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} = 0,75 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$



Donc : la section transversale de poteau (b, h) cm = (30, 40) cm

### **III.2.4 Les Voiles :**

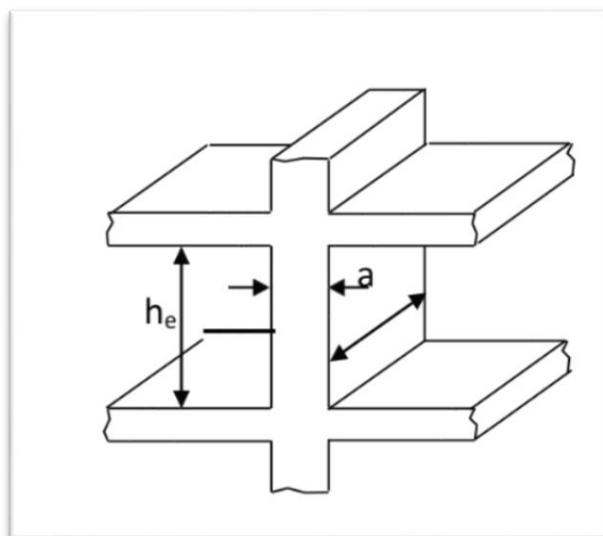
Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux qui remplissent deux fonctions principales

Supporter et transmettre une partie des charges : Les voiles sont conçus pour supporter et transférer une partie des charges verticales de la structure.

Résister aux forces horizontales causées par les séismes et les vents : Les voiles jouent un rôle essentiel dans le contreventement de la structure en transmettant les forces horizontales générées par les séismes et les vents.

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité des extrémités

Comme illustré dans la figure.



**Figure III-5 : Dimension de voile.**

- D'après RPA 2003 l'article (7.7.1 page 70) l'épaisseur minimale « a » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ **L'épaisseur du voile :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 340 - 40 = 300\text{cm} \\ a \geq 300 / 20 = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

$$a \geq h_e / 20$$

On adopte **e=20cm** pour tous les voiles.

- ❖ **La longueur du voile :**

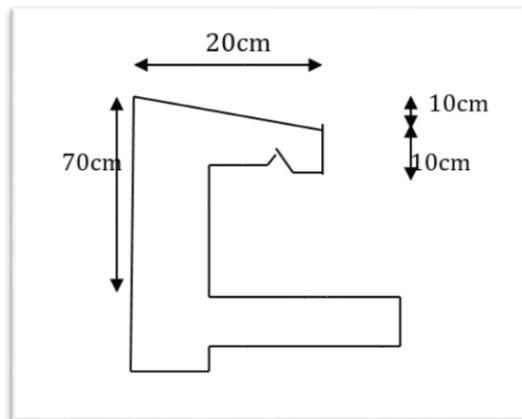
$$L \geq 60\text{cm}$$

$$L \geq 4a$$

#### III.2.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural et de protection supplémentaire utilisé dans les planchers terrasses. Son principal objectif est d'assurer l'étanchéité de la terrasse et de fournir une protection contre les éléments extérieurs tels que l'eau, le vent ou les débris.

Les dimensions de l'acrotère peuvent varier en fonction des exigences spécifiques du projet et des contraintes de conception. Les dimensions typiques de l'acrotère dépendront de la hauteur souhaitée pour la protection et de l'épaisseur du revêtement d'étanchéité qui sera utilisé.



**Figure III.6:** Coffrage de l'acrotère.

- **La Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,70 \times 0,10) + (0,05 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2}\right) = 0,0775\text{m}.$$

- Le Périmètre de l'acrotère :

$$P = [0,7+0,1+0,1+0,05+0,1+0,6]=1,65\text{m.}$$

### III.2.6 Escaliers :

Les escaliers sont des structures composées de marches qui facilitent la transition d'un niveau à un autre. Dans notre cas, nous prévoyons de construire des escaliers en utilisant du béton armé qui sera coulé sur place. Il existe deux types d'escaliers que nous envisageons :

- ❖ L'escalier de type (1) : Cet escalier est constitué de deux volées de marches reliées par un palier de repos. Il offre une transition en douceur entre les deux niveaux.
- ❖ L'escalier de type (2) : Ce type d'escalier comprend trois volées de marches et deux paliers de repos. Il permet une transition plus étendue entre les différents niveaux, offrant ainsi davantage de confort et de commodité.

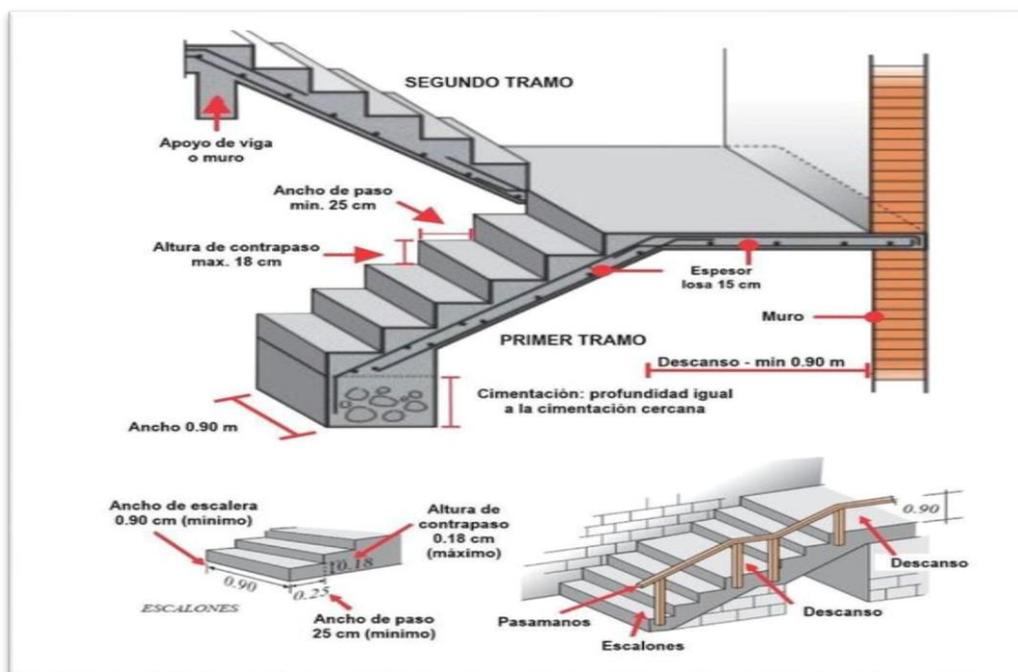


Figure III-7 :Schéma de l'escalier1.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise généralement la formule de Blondel.

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

## Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

- ✓ Le nombre de marche :  $m = (n-1)$ .
- ✓ Le Nombre de contre marche :  $n = H/h$ .
- ✓ Le giron :  $g=L_1 / (n-1)$  ;  $25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ .
- ✓ La hauteur de contre marche :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$ .
- ✓ Choix de la hauteur de contre marche  $h = 17 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de formule de BLONDEL :**

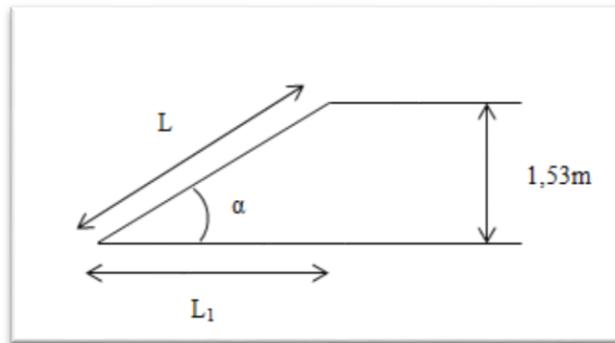
$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**a) Pour les étages courants :**

- Hauteur d'étage :  $h_e = 306\text{cm}$  ;
- Hauteur de gravir :  $H_1 = H_2 = 153\text{cm}$ .

➤ **Détermination du nombre des marches :**

$$n = \frac{H'}{h} = \frac{135}{17} = 9 \text{ marches.}$$



**Figure III.8 : Schéma de paillasse 2**

➤ **Longueur de volée :**

$$L_1 = g (n - 1)$$

$$L_1 = 0,3 \times (9-1) = 2,4\text{m.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{135}{240} = 0,637 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 23,52^\circ$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L} \quad \longrightarrow \quad L = \frac{H}{\text{Sin } \alpha} = \frac{1,53}{\text{Sin } (23,52)} \quad \longrightarrow \quad L = 2,85 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \quad \longrightarrow \quad 9,5\text{cm} \leq e \leq 14,25$$

**$e_p = 15 \text{ cm.}$**

**b) Pour RDC (trois volées) :**

- Hauteur d'étage :  
 $h_e = 340 \text{ cm.}$
- Hauteur de gravir :  
 $H_1 = 51 \text{ cm.}$   
 $H_2 = 170 \text{ cm.}$   
 $H_3 = 170 \text{ cm.}$

❖ Le nombre des marches de RDC est :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{340}{17} = 23 \text{ marches (10+10+3)}$$

➤ **Longueur de volée.**

$$L_1 = 2,7 \text{ m} \longrightarrow \alpha = 31,79^\circ.$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$L = 3,22 \text{ m} \longrightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

*On adopte  $e=20$  pour paillasse et palier (du RDC et les étages courants).*

**III.2.7 La poutre palière :**

La poutre palière est désignée pour servir de support à un escalier. Elle mesure 3,35 mètres de long et est soumise à une flexion simple en raison de plusieurs charges : le poids propre de la poutre, le poids du mur qu'elle supporte et les charges provenant de l'escalier. Ces charges sont représentées par la valeur maximale entre  $R_a$  et  $R_b$ .

On a :  $L = 3,50 \text{ m.}$

➤ **Selon le BAEL 91**

$$\begin{cases} 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm} \longrightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Vérifications selon le RPA99 version 2003 :**

$$h = 40 \text{ cm} \longrightarrow h \geq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \longrightarrow b \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \longrightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

On opte une section  $(b, h) = (30, 40) \text{ cm}^2$

### III.2.8 Balcons :

Le balcon est composé d'une dalle solide qui prolonge la dalle du plancher. Le balcon fonctionne comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle solide sera déterminée en fonction de la condition de résistance à la flexion.

$$e \geq L / 10 \text{ avec : } L_{\max} = 1.5 \text{ m}$$

$$\rightarrow e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$ .

### III.3 Evaluation des charges (DTR B.C.2.2) :

#### III.3.1. Plancher :

➤ **Plancher terrasse :**

La terrasse est conçue de manière inaccessible et est construite avec une combinaison de dalles pleines et de planchers en corps creux. Elle est également équipée de multiples couches de protection et d'une forme de pente pour assurer un bon drainage des eaux de pluie.

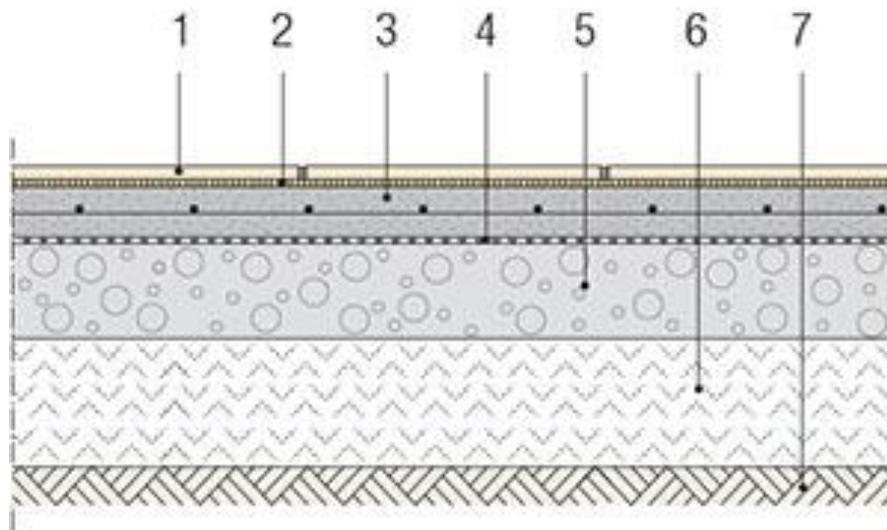


Figure III.9 : Plancher terrasse inaccessible

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

Tableau III.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	3	6	0,18
Pente de béton	10	22	2,2
Isolation phonique	4	4	0,16
Corps creux + dalle	(20+4)	/	3,2
Enduit de plâtre	1	10	0,1
			<b>G= 6,84</b>

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

➤ Plancher étage courant :

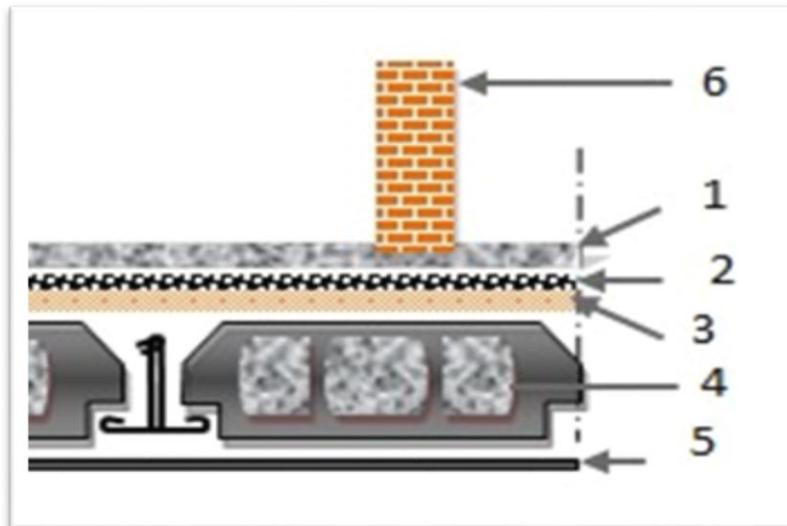


Figure III.10 : Plancher étage courant.

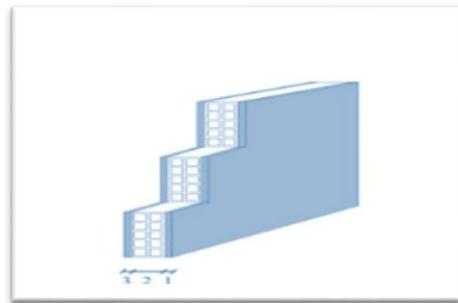
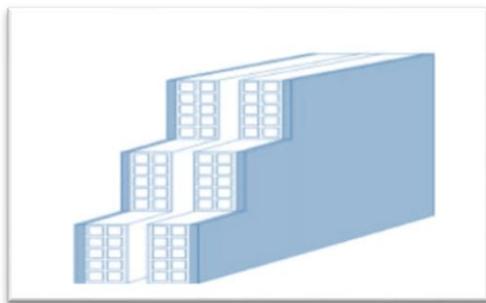
Tableau III.2 : Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de Pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Corps creux + dalle	(20+4)	/	3,2
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Cloisons légères	10	/	1,3
			<b>G= 6,08</b>

Charge d'exploitation :  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .

### III.3.2 Les murs :

➤ Pré-dimensionnement :



Les murs extérieurs : (10 cm+5+10cm)

Murs intérieurs : (10cm)

Figure III.11 : Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

Tableau III.3. Evaluation des charges de murs extérieurs

Les composantes	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	15	09	1,35
Brique creuse	10	09	0,9
Enduite de ciment	2	18	0,36
Enduite de plâtre	2	10	0,20
			<b>G =2,81</b>

**Tableau III.4** :Evaluation des charges de murs intérieurs

Les composantes	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	09	0,9
Enduite de plâtre (deux faces)	2	10	0,40
			<b>G =1,30</b>

### III.3.4 Les escaliers :

➤ *Paillasse :*

**Tableau III.5** : Evaluation des charges sur la volée

Les composantes	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
P.P.de la paillasse	20/ cos(31.79)	25	5,88
P .P. des marches	18/2	25	2,25
Mortier de pose	2	20	0,4
Enduit de ciment	2	18	0,36
P.P de carrelage	2	22	0,44
Garde de courps	/	/	0.1
			<b>G = 9,43</b>

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

➤ *Palier de repose :*

**Tableau III.6 ;** Evaluation des charges de palier .

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Dalle pleine	20	25	5,00
Enduit ciment	2	18	0,36
			<b>G=6,20</b>

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$  (pour la Paillasse et le palier)

#### III.3.5 Les balcons :

**Tableau III.7 :** Evaluation des charges de balcons .

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
p. p de la dalle	15	25	5,62
p. p de carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Enduit ciment	1	18	0,18
			<b>G=6,64</b>

Charge d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN / m}^2$

**III.3.6L'acrotère :**

**Tableau III.8 :** Evaluation des charges de l'acrotère.

Les composantes	Surface(m <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Poids du béton	0,067	25	1,725
Poids de l'enduit ciment (2cm)	0,0296	20	0,592
			<b>G = 2,317</b>

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**III.4.La descente des charges :**

**III.4.1 Introduction :**

Le terme "centres de charges" désigne le processus de calcul de tous les éléments structuraux qui soutiennent la construction à chaque étage, y compris la fondation. Cela inclut les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

❖ **Charge permanentes :**

Les charges permanentes comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que : plafond, sol enduits et revêtement ainsi que ceux des éléments de construction sou tenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloison fixe, conduites de formée, gaine de ventilation.

❖ **Charge d'exploitation :**

Les charges d'exploitation sont les charges qui résultent de l'utilisation des espaces, par opposition aux charges provenant des éléments constituant ces espaces ou des équipements fixes. Elles contiennent les meubles, le matériel, les matériaux stockés, ainsi que les personnes présentes dans les locaux dans des conditions d'occupation normales. En pratique, toutes les charges résultant des équipements fixes légers peuvent être incluses dans les valeurs définies pour les charges.

**III.4.2LOI DE DEGRISION (DTR B.C.2.2 ; P17) :**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites selon les proportions désignées ci-dessous.

- Pour le toit a la terrasse ..... $Q_0$ .
- Pour le dernier étage .....  $Q$ .

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

- Pour l'étage immédiatement inférieure .....0,9Q.
- Pour étage immédiatement inférieure..... 0,8Q.

La réduction des charges se poursuit à chaque étage, diminuant de 10% jusqu'à atteindre une valeur de 0,5Q, qui est ensuite maintenue pour les étages inférieurs suivants.

#### III.4.3 Le rôle de descente des charges consiste à :

- Evaluer les charges (G et Q) qui sont transmises aux poteaux.
- Vérifier la section des éléments porteurs pour s'assurer de leur capacité de support.

#### III.4.4 Descente de charge des poteaux :

Dans le processus de pré-dimensionnement, les poteaux seront évalués en utilisant l'état limite ultime (ELU) avec une sollicitation en compression simple. Cela implique de prendre en compte une force Nu qui sera appliquée à la section de béton du poteau le plus sollicité.

##### A. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

###### ➤ Poteau intermédiaire :

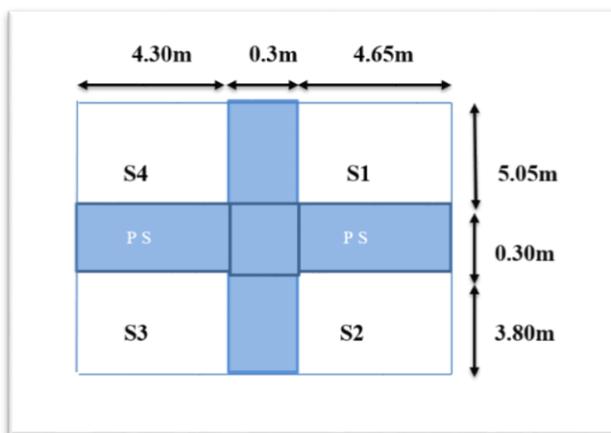


Figure III.12 : Poteau intermédiaire.

##### ❖ La surface de plancher :

$$S_1 = \left(\frac{5,05}{2}\right) \times \left(\frac{4,65}{2}\right) = 5,87\text{m}^2 \qquad S_3 = \left(\frac{3,80}{2} + 0,1\right) \times \left(\frac{4,30}{2}\right) = 4,30\text{m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{3,80}{2} + 0,1\right) \times \left(\frac{4,65}{2}\right) = 4,65\text{m}^2 \qquad S_4 = \left(\frac{5,05}{2}\right) \times \left(\frac{4,30}{2}\right) = 5,42\text{m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 20,24\text{m}^2$$

- $S_G$  (plancher étage courant) =  $S_G$  (plancher terrasse) =  $20,24\text{m}^2$
- $S_Q$  (plancher terrasse) =  $4,72 \times 5,87 = 27,7\text{m}^2$
- $S_Q$  (plancher étage courant) =  $27,7 - (0,3 \times 0,4) = 27,58\text{m}^2$

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

❖ **Longueur des poutres :**

✓ Poutre principale :

$$L_P = \left(\frac{4.65}{2}\right) + \left(\frac{3.40}{2}\right) = 4.02\text{m}$$

✓ Poutre secondaire :

$$L_S = \left(\frac{5.05}{2}\right) \times \left(\frac{4.65}{2}\right) = 5,87\text{m}$$

❖ **Les charges :**

- $Q_{\text{(plancher étage courant)}} = 27.58 \times 1.5 = 41.37\text{KN}$
- $Q_{\text{(plancher terrasse)}} = 27.7 \times 1 = 27.7\text{KN}$
- $G_{\text{(plancher étage courant)}} = 16.36 \times 6.08 = 99.59\text{KN}$
- $G_{\text{(plancher terrasse)}} = 20.24 \times 6.84 = 138.44\text{KN}$
- $G_{\text{(PP+PS)}} = [(0,3 \times 0,45 \times 4,02) + (0,3 \times 0,4 \times 4,67)] \times 25 = 27,57 \text{ KN}$
- $G_{\text{Poteau}} = (0,3 \times 0,4 \times 15,3) \times 25 = 53,55 \text{ KN}$

**Tableau III.9 :** Descente des charges sur le poteau intermédiaire

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	Plancher terrasse	138.44	
	Poutre (P+S)	27.57	
	Sur charge d'exploitation		27.7
	<b>Totale0-0</b>	<b>166.01</b>	27.7
N 1-1	Venant 0-0	166.01	27.7
	Plancher d'étage courant	99,59	
	Poutre (P+S)	27,57	
	Surcharge d'exploitation		41.37
	<b>Total 1-1</b>	<b>293.17</b>	<b>68.7</b>
N 2-2	Venant 1-1	<b>293.17</b>	<b>68.7</b>
	Plancher d'étage courant	99,59	
	Poutre (P+S)	27,57	
	Sur charge d'exploitation		0,9×41.37=37.23
	<b>Total 2-2</b>	<b>420.33</b>	<b>105.93</b>
N 3-3	Venant 2-2	<b>420.33</b>	<b>105.93</b>
	Plancher d'étage courant	99,59	
	Poutre (P+S)	27,57	
	Sur charge d'exploitation		0,8×41.37=33.09
	<b>Total 3-3</b>	<b>560.16</b>	<b>139.02</b>
N 4-4	Venant 3-3	<b>560.16</b>	<b>139.02</b>
	Plancher d'étage courant	99,59	
	Poutre (P+S)	27,57	

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

	Sur charge d'exploitation		0,7×41.37=28.95
	<b>Total 4-4</b>	<b>687.32</b>	<b>167.97</b>
N 5-5	Venant 4-4	<b>687.32</b>	<b>167.97</b>
	Plancher d'étage courant	99,59	
	Poutre (P+S)	27,57	
	Poteau	53,55	
	Sur charge d'exploitation		0,6×41.37=24.82
	<b>Total 5-5</b>	<b>868.03</b>	<b>192.79</b>

#### B. Vérification la section de Poteau :

##### ➤ B.A.E.L91 mod99 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime maximal agissant sur un poteau intermédiaire

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 868.03) + (1,5 \times 192.67)$

➔  $N_u = 1460.84 \text{KN}$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$  ➔ Si  $\lambda \leq 50$

- $\beta = 0.06 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2$  ➔ Si  $50 < \lambda \leq 70$

✓ On se fixe un élanement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1,2$

✓ Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre :

Selon le BAEL :  $A_s / B_r = 0,8\%$

$A_s$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm<sup>2</sup>).

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm<sup>2</sup>).

$$B_r = (30-2) \times (40-2) = 1064 \text{cm}^2$$

- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa) ➔  $f_e = 400 \text{MPa}$

- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique à la compression à 28 jours ➔  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

- $\gamma_s = 1.15$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\theta = 1$  (charge > 24h)

- $f_{bc}$  : La contrainte limite du béton en compression.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{➔} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa}$$

### Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments

**Donc :**

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{fbc}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}} \longrightarrow Br \geq \frac{1.2 Nu}{\frac{14.2 \times 10^3}{0.9} + 0.85 \times 0.008 \times \frac{400 \times 10^3}{1.15}} = 0.000066 Nu$$

**Donc:**

$$Br (m^2) \geq 0.000066 \times Nu \longrightarrow Br (m^2) \geq 0.000066 \times 1460.841 = 0.09641 m^2.$$

$$Br (m^2) \geq 9.641 cm^2 \longrightarrow 10.64 m^2 \geq 0.09641 m^2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **RPA 2003 :**

$$V = \frac{Nu}{B \times f_{c28}}$$

**DONC :**  $V = \frac{1460.84 \times 10^3}{(300 \times 400) \times 25} \leq 0,48 \longrightarrow V = 0,41 \leq 0,48 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$

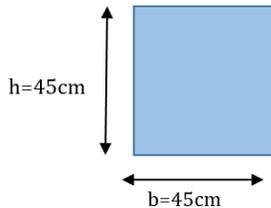
✓ Donc on change la section du poteau :

$$B > \frac{Nu}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{1460.84 \times 10^3}{0.3 \times 25}$$

$$\longrightarrow B = (b \times h) \geq 1912,13 cm^2$$

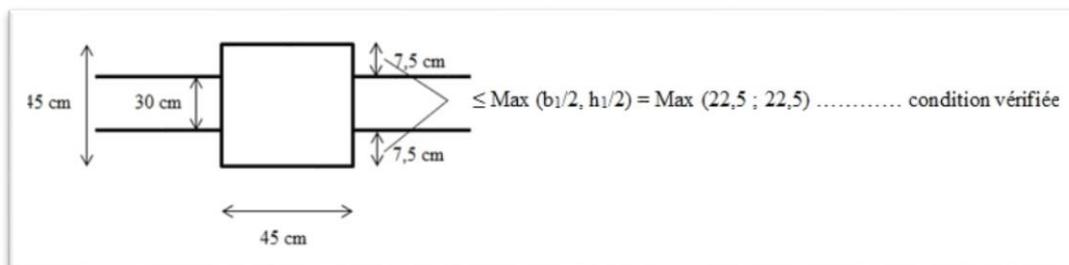
$$b=h=\sqrt{1912,13} = 43,72 cm$$

On adopte une section du poteau (b×h) cm<sup>2</sup>= (45×45) cm<sup>2</sup>



❖ **Vérification de la compatibilité des dimensions entre poteaux et poutres :**

La vérification de procédure sera effectuée en suivant les directives de la figure 7.4 de l'article (7.5.1 ; P65) des règles RPA, qui traite des dimensions requises pour les poutres.



**Figure III.13.** Dimensions à respecter par les poutres.

# *Chapitre IV*

*étude des éléments*

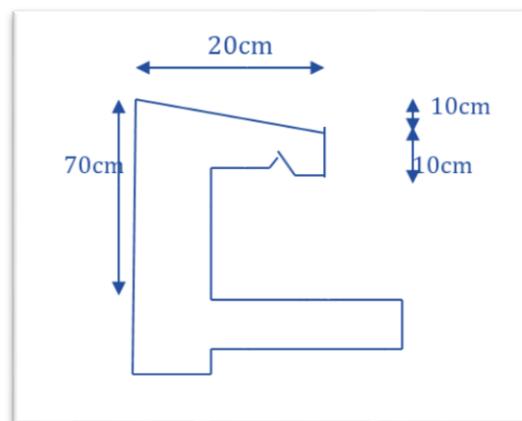
*secondaires*

### **IV.1 Introduction :**

L'objectif de ce calcul est de garantir la stabilité et la résistance des divers éléments secondaires de notre structure (telles que l'acrotère, le plancher, l'escalier, etc.) face aux effets des actions sismiques et verticales (charges permanentes et frais d'exploitation). Cela nécessite une modélisation précise d'un calcul adéquat des sections d'armature qui sont conformes aux normes du BAEL 91 et aux règles RPA99/V2003.

### **IV.2 L'acrotère :**

L'acrotère est considéré comme un système isostatique, similaire à une console encastrée dans le plancher-terrasse. La section la plus critique se situe au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à des charges telles que son poids propre (G) ainsi qu'une poussée horizontale.



**Figure IV.1.** Schéma statique de l'acrotère

#### **IV.2.1.Évaluation des charges :**

Le dimensionnement des armatures est effectué en se basant sur une portée de 1 mètre pour l'évaluation des charges.

##### **1. Poids propre :**

Étant donné que le poids propre de l'acrotère a déjà été calculé dans le (chapitre2)

$$G=2,317\text{KN/ml}$$

2. Charge d'exploitation :

En raison de son rôle en tant que "garde-corps", l'acrotère est soumis aux exigences de l'article 7.7 du DTR BC-22.

La charge variable suivante :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

➤ Vérification sous l'effet de séisme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Conformément à l'article 6-2-3 du RPA 99v2003, l'acrotère est classé comme un élément non structurel sur lequel une force horizontale due au séisme est exercée, calculée de la manière suivante :

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone.
- $W_p$  : Poids de l'élément considéré.
- $C_p$  : facteur de force horizontale.

Pour notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15. \\ C_p = 0.80. \\ W_p = 2,317 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,317 \quad \longrightarrow \quad F_p = 1.11 \text{ KN m.}$$

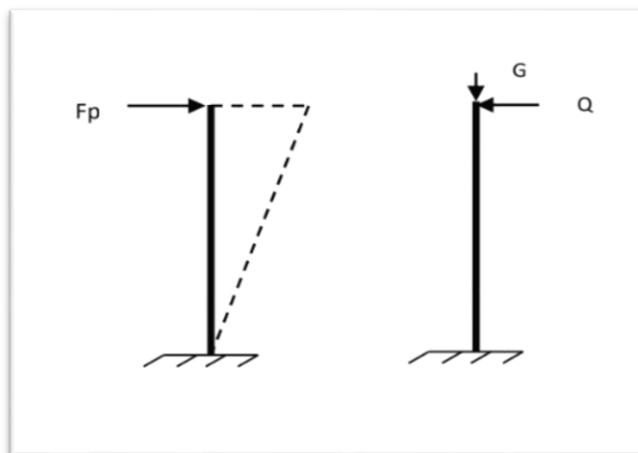


Figure.IV.2 : Schéma statique de l'acrotère.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 100 ; 111.21 \} \quad Q = 111.21 \text{ kN/ml.}$$

### III .2.2.Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} N_Q = 0. \\ V_Q = 1 / \text{KN} / \text{ml.} \end{cases}$$

$$M_Q = Q \times L \quad \longrightarrow \quad 1.063 \times 0.6 = 0.638 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\begin{cases} V_G = 0. \\ N_G = G = 2,317 \text{ KN ml.} \end{cases}$$

$$M_G = 0.$$

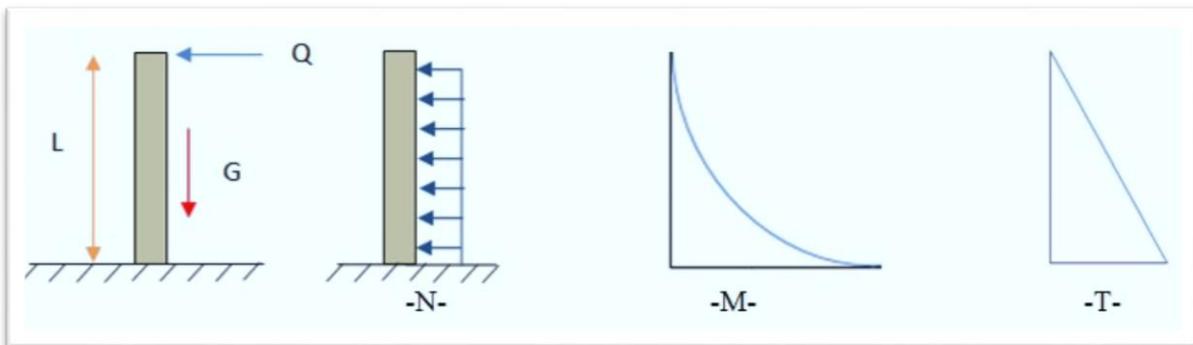


Figure IV.3 :Schéma de diagramme des moments et les efforts tranchant .

### IV.2.3.Combinaison des sollicitations :

#### ❖ Combinaison d'action :

#### 1. Combinaison à ELU :

- ✓ Charge permanente ultime :

$$N_u = 1.35 W_p = 1.35 \times 2,317 \quad \longrightarrow \quad N_u = 3.12 \text{ KN.m.}$$

- ✓ La charge d'exploitation :

$$Q_u = 1,5 Q = 1.5 \times 1.112 \quad \longrightarrow \quad Q_u = 1.668 \text{ KN.m.}$$

- ✓ Moment d'encastrement

$$M_u = Q_u \times h = 1,668 \times 0,1 \quad \longrightarrow \quad M_u = 0,1668 \text{ KN.m.}$$

**2. Combinaison à ELS :**

- ✓ Charge permanente ultime :

$$N_s = W_p \quad \longrightarrow \quad N_s = 2.317 \text{KN.m.}$$

- ✓ La charge d'exploitation :

$$Q_s = Q \quad \longrightarrow \quad Q_s = 1.11 \text{KN.m.}$$

- ✓ Moment d'encastrement

$$M_s = Q_s \times h = 1.11 \times 0,1 \quad \longrightarrow \quad M_s = 0.11 \text{KN.m.}$$

**IV. 2.4. Ferrailage de l'acrotère.**

**1. Détermination de l'excentricité de calcul :**

Selon l'article A.4.3.5 des CBA93 (BAEL), la valeur de l'excentricité de calcul est comme suit :

$$e_T = e_1 \times e_2 \times e_a$$

- $e_1$  : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.167}{3.12} \quad \longrightarrow \quad e_1 = 5.3 \text{cm.}$$

- $e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

**Avec :**

- ✓  $L_f$  : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encasté :

$$L_f = 2L \quad \longrightarrow \quad L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{m}$$

- ✓  $\phi$  : Ce rapport est généralement prit égale à 2 :

$$\phi = 2$$

- ✓  $\alpha$  : Le rapport du moment :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 ; (M_G = 0)$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 \times \alpha \phi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} 2 = 0.864 \text{ cm.}$$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] \quad \longrightarrow \quad e_a = \max [2 \text{ cm}; 0.28]$$

$$e_T = e_1 \times e_2 \times e_a \quad \longrightarrow \quad e_T = 5.3 \times 0.864 \times 2 = 9.13 \text{ cm.}$$

## 2. Position du centre de pression :

Afin de déterminer si la section est complètement ou partiellement comprimée, il est nécessaire de comparer l'excentricité  $e$  avec la limite du noyau central de la section, c'est-à-dire :

$$e_T > \frac{h}{6} \quad \longrightarrow \quad 9.13 > \frac{10}{6} \quad \longrightarrow \quad 9.13 > 1.66$$

Ainsi, puisque le centre de pression se situe à l'extérieur de l'intervalle  $(\frac{h}{6}; \frac{-h}{6})$ , cela indique que la section est partiellement comprimée. Par conséquent, son renforcement sera réalisé en assimilant la situation à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$  calculé de la manière suivante.

### IV.2.5. Calcul de Ferrailage :

➤ **Le moment fictif :**

$$M_u = M_{UQ} + (e_T \times N_U) = 1.69 + (0.5604 \times 3.41) \quad (\text{art.12.I.3.1 BAEL91/99 ; P168})$$

$$M_u = 3.60 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) \quad \longrightarrow \quad M_{uf} = 3.60 + 3.41 \times (0.009 - 0.1/2)$$

$$M_{uf} = 3.736 \text{ KN.m}$$

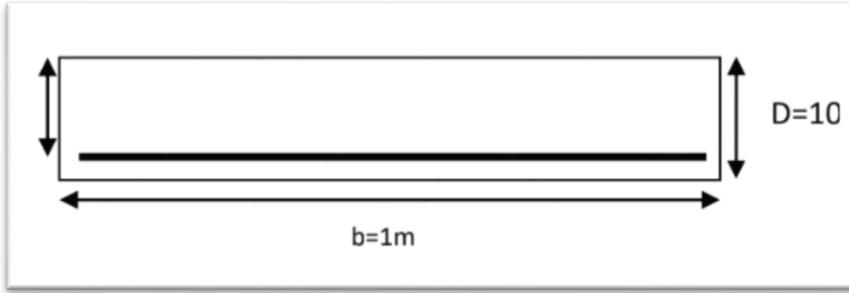


Figure.IV.4. section de ferrailage.

➤ Le moment réduit :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.167}{0.11} = 1.5.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.736}{1 \times (0.09)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0.032$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow (\text{pivot A}) \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.0413$$

$$\alpha = 0.041 < 0.59 \quad \longrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.85 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times Z}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{y_s} = 348$$

$$A_s = \frac{3.736 \times 10^6}{348 \times 88.6} = 1.21 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : (art.9.III.1 BAEL91/99 ; P118)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d \times b \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 90 \times 1000 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}$$

$$A = \max (A_s; A_{\min}) \longrightarrow A = 1.21\text{cm}^2$$

Alors on prend :  $A = A_{\min}$  soit  $4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

(art A.8.2.42 BAEL DTU 18-702 ;P70)

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (4 \times 10; 45\text{cm})$$

$$\longrightarrow S_t = 40\text{cm}.$$

#### IV .2.6.Les Vérifications :

a) **l'E.L.S :**

Le calcul se fait selon les règles de C .B .A et B.A.E.L91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Position de l'axe neutre : ( $A'_s = 0$ )**

$$\frac{by_1^2}{2} - \eta A(d - y_1) = 0 \quad (\text{art.6.V.2.1 BAEL91/99; P98})$$

$$50y_1^2 + 4710y_1 - 42390 = 0 \Rightarrow y_1 = 8.27\text{cm}$$

$$\eta = 15 \text{ m}$$

C'est le coefficient d'équivalence (acier - béton).

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \eta . A(d - y_1)^2 = 21363.60 \text{ cm}^4 \quad (\text{art.6.V.2.2 BAEL91/99 ; P99})$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Contrainte limite de compression de béton  $\sigma$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0.77 \times 10^6}{21363.60 \times 10^4} \times 82.7 = 0.29 \text{ MPa (art.10.II.3. BAEL91/99; P133)}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (art.5.IV.2. BAEL91/99; P85)}$$

$\sigma_{bc} < \sigma$  ..... Condition Vérifiée

Contrainte maximale de traction des aciers (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{0.77 \times 10^6}{21363.60 \times 10^4} (90 - 82.7) = 39.46 \text{ MPa (art.10.II.3. BAEL91/99 ; P133)}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 266.66 \text{ (art.10.II.3. BAEL91/99; P133)}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  ..... Condition Vérifiée

**b) l'E.L.U :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ (art.13.III.2. BAEL91/99; P192)}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.665 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1665}{1000 \times 90} = 0.0185 \text{ MPa}$$

$$r_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} \text{ (art.13.III.2.1. BAEL91/99 ; P192)}$$

$r_u < \tau_u$  ..... Condition vérifiée

**Dessin de ferrailage**

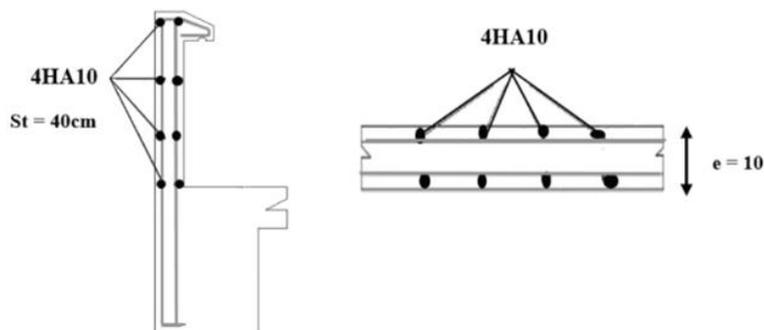


Figure IV .5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

L'action sismique est renversible donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure)

### IV.3 Balcon :

Le balcon, qui est une dalle pleine fixée aux poutres, est traité comme une console lors du calcul et renforcé en flexion simple. Il est soumis à différentes charges, notamment la charge permanente G (le poids propre de la structure), une charge concentrée à l'extrémité libre P (correspondant au poids des murs) et une charge d'exploitation Q.

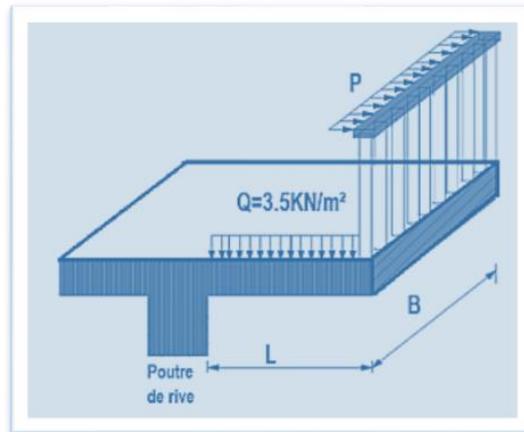


Figure IV.6. Dimensions du balcon

#### IV.3.1 Calcul des sollicitations :

➤ *Evaluation des charges :*

- Poids propre  $G = 6,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$ .
- $P_{\text{mur}} = 2,81 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m (hauteur)} \times 1 \text{ m (bande)}$
- $P_{\text{mur}} = 2,81 \text{ KN}$

➤ **Combinaison des charges :**

★ **L'E.L.U :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35P$$

★ **L'E.L.S :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

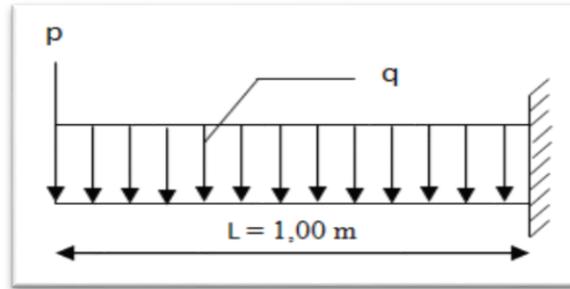


Figure IV.7. Schéma statique du balcon

### IV.3.2 Sollicitations :

- Le moment ultime à l'encastrement M pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$$

- Le moment service à l'encastrement M pour une bonde de 1m est de :

$$M_s = P_s L + \frac{q_s L^2}{2}$$

Tableau IV.1. Résultat de calcul

$P_u$	$P_s$ (KN)	$q_u$ (KN)	$q_s$ (KN)	$N_u$ (KN)	$N_s$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)
3,79	2,81	15,18	10,12	13,47	9,59	11,38	7,87

### IV.3.3 Calcul de ferrailage :

➤ **Mode de calcul :**

Le calcul du balcon est réalisé en utilisant la méthode de flexion simple à l'état limite ultime (ELU) le balcon a une largeur de 1 m et une épaisseur de 12 centimètres. Étant exposé aux diverses intempéries, il est considéré que la fissuration est préjudiciable

$$h=15\text{cm} \quad b=100\text{cm} \quad d=13.5\text{cm}$$

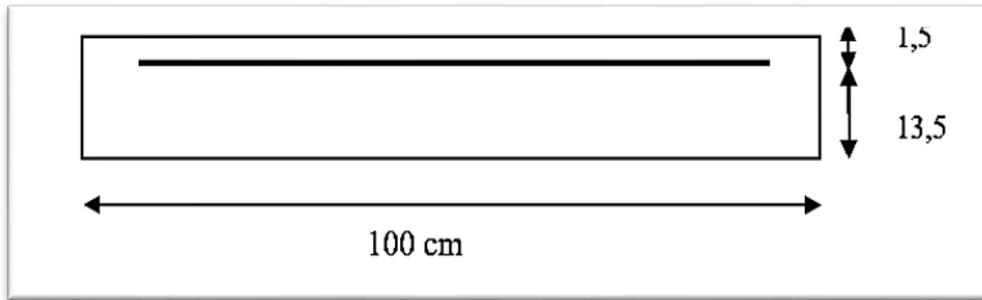


Figure IV.8. Schéma statique du balcon

✓ **Armature principale**

➤ **Moment réduit ( $\mu_{bu}$ ) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.38 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.38}{7.87} = 1.44$$

$$\mu_{bu} = 0.44 < \mu_{lu} = 0.391 \quad (\text{pas d'armature comprimé } A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.19\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{8.13 \times 10^6}{102.2 \times 348}$$

$$A_s = 2.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.63\text{cm}^2$$

Donc :

$$A = \max(A_{\min}; A_s) = 2.47\text{cm}^2$$

La section d'acier adoptée est :  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

La section adoptée  $4HA8=2.01\text{cm}^2$

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(4 \times 15 ; 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

**IV.3.4 Les Vérification :**

a) **L'E.L.S :**

Le calcul est effectué en respectant les normes du CBA 93 et BAEL 91, où la fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b. y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \times A + d' \times A') = 0$$

$$100y_1^2 + 94,2 y_1 - 1271,7 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,12 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inerte de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \eta[A \times (d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$I = 6087.13\text{cm}^4$$

➤ **Vérification des Contraintes :**

- Contrainte maximale de compression de béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4.48\text{MPa}$$

$$398\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale de traction des aciers : (C.B.A93 art A.4.5.33)

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7.87 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} (135 - 31.2) = 201.30\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 ; 110 \sqrt{nf_{jt}})\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) L'E.L.U :

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q \cdot L + P = 18.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche : (art .B.6.5.BAEL91/99DTU P18-702 ; P94)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} - \frac{0.12}{1} = 0.15 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} - \frac{3.14 \times 10^2}{1000 \times 135} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Dessin de ferrailage :

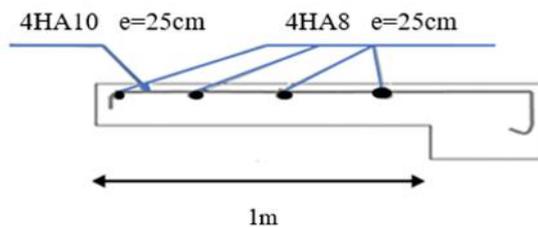


Figure IV.9. Schéma de ferrailage de balcon

#### IV.4 Les planches :

Les planches sont des éléments rigides composés de nervures (poutrelles), d'un corps et d'une table de compression, avec les caractéristiques suivantes

- La hauteur totale du plancher, h, est égale à la somme de 20 cm (pour le hourdis) et 4

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

cm (pour la dalle de compression).

- Le hourdis a une épaisseur de 20 cm et une largeur de 55 cm.
- La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm

Les poutrelles utilisées sont des sections en T en béton armé, conçues pour transférer les charges réparties ou concentrées aux poutres principales. Elles sont dimensionnées en respectant les critères de flexion simple, tout en maintenant la continuité et l'inertie constante

Choix de la méthode de calcul :

Lors du calcul des efforts internes dans les poutrelles, celles-ci sont traitées comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis. Pour ce faire, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot

### A. Méthode forfaitaire : (art.3.III.4. BAEL91/99 ; P49)

- La charge Q est inférieure ou égale au maximum entre 2G (deux fois la charge permanente) et 5 kN/m<sup>2</sup>.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit respecter la condition suivante

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Si l'une des conditions mentionnées précédemment n'est pas satisfaite, la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée. Dans ce cas, on applique la méthode de Caquot

- Descente des charges sur les nervures :



## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

### ✓ Nervure planche terrasse :

$$\text{Poids du plancher : } G=6.84 \times 0.65 \rightarrow G = 4.446 \text{ KN/m}$$

$$Q=1 \times 0.65 \rightarrow Q = 0.65 \text{ KN/m}$$

$$G_T=4.446 \text{ KN/m}$$

$$Q_T=0.65 \text{ KN/m}$$

### ✓ Nervure plancher étage courant :

$$\text{Poids du plancher : } G = 6.08 \times 0.65 \rightarrow G = 3.952 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 \rightarrow Q = 0.975 \text{ KN/m}$$

$$G_C=3.952 \text{ KN/m}$$

$$Q_C=0.975 \text{ KN/m}$$

### ✓ Vérification des conditions :

$$Q \leq \text{Max}(2G; 5 \text{ KN/m}) \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

### ✓ Planche Terrasse :

$$G= 4.446 \text{ KN/m} ; Q = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$0,65 \leq \text{Max} (8.892 ; 5 \text{ KN/m}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

### ✓ Plancher étage courant :

$$G_C = 3,952 \text{ KN/m}$$

$$Q_C = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$0,975 \leq \text{Max} (7,904 ; 5 \text{ KN/m}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Les moments d'inerties sont les même dans tous les travées.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

$$0.8 \leq \frac{3.80}{4.95}$$

$$= 0.76 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on

applique la méthode de Caquot.

**B. Méthode de Caquot :** (art.3.III.4.BAEL91/99 ; P53)

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de la méthode**

*La méthode est principalement utilisée pour les poutres-planchers des constructions industrielles, où des charges d'exploitation élevées sont présentes, c'est-à-dire lorsque  $q > 2g$  ou  $q > 5 \text{ KN/m}^2$ . Elle peut également être utilisée dans les cas où l'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, telles que des inerties variables, une différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ou une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Dans ces situations, il est nécessaire d'appliquer la méthode de Caquot minorée, qui consiste à prendre  $G'$  égal à  $2/3$  de  $G$  pour le calcul des moments sur les appuis. Cette approche est définie dans les articles B.6.2 et 210 du B.A.E.L 91/99 et dans la publication 92 du 210*

**a) Evaluation des moments :**

❖ **Moment sur appuis ( $M_q$ ) :**

✓ Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

✓ Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l'^2) + (K_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{l'_g + l'_d}$$

Longueurs fictives tel que  $q_d$  ;  $q_g$  chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$l' = 0.8 \cdot L$  : travée intermédiaire.

$l' = l$  : travée de rive.

❖

❖ Moment en travée :

$$M_t = M_g - v_g X_0 - \frac{QX_0^2}{2}$$

b) **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

Avec :

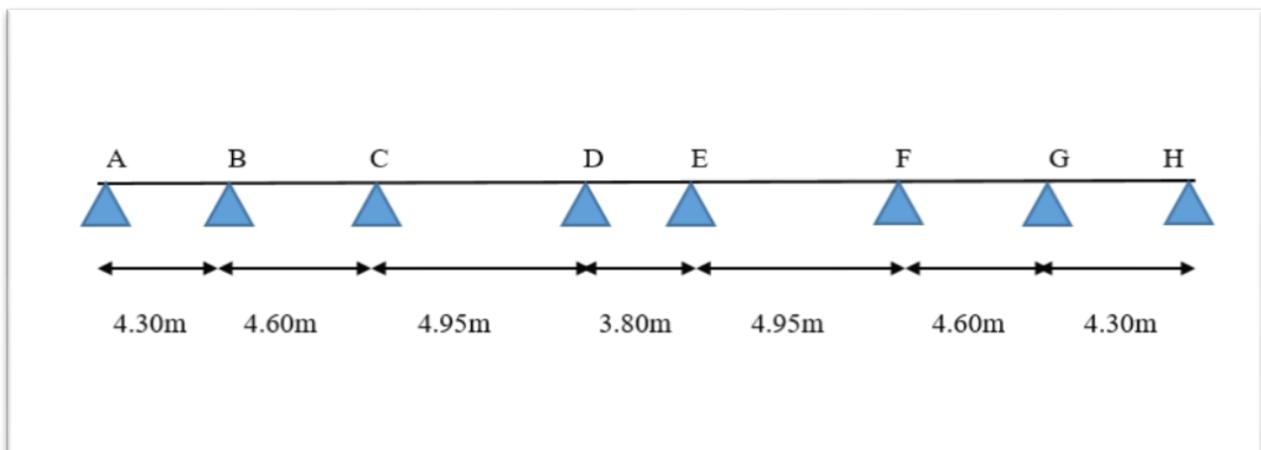
**M<sub>g</sub>**: moment en appui de gauche de la travée considérée

**M<sub>d</sub>**: moment en appui de droite de la travée considérée

**L** : portée de la travée

Les poutrelles sont des composants préfabriqués qui sont calculés en tant que poutre continue semi-encastree aux poutres de rives prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant

**Calcul des sollicitations :**



**Figure IV.10.** Schéma de poutrelle (8 travée)

➤ *1<sup>er</sup> Cas : Etat limite ultime ELU :*

Les résultats obtenus par cette méthode (M, V) sont exposés au tableau suivant :

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

**Tableau IV.2.** Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELU

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G		G-H	
G (kn/m)	3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95	
Q (kn/m)	0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97	
L (m)	4.30		4.60		4.95		3.80		4.95		4.60		4.30	
L'(m)	4.30		3.68		3.96		3.04		3.96		3.68		4.30	
q <sub>u</sub>   q <sub>u</sub>	5.01	6.79	5.01	6.79	5.01	6.79	5.01	6.79	5.01	6.79	5.01	6.79	5.01	6.79
M <sub>q</sub> (kn.m)	0	10.47		12.13		7.14		7.14		12.13		10.47		0
M <sub>g</sub> ; M <sub>d</sub> (kn.m)	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
		10.4	10.4	12.1	12.1	7.14	7.14	7.14	7.14	12.1	12.1	10.4	10.4	
V <sub>g</sub> (kn)	-12.16		-15.25		-17.81		-12.90		-15.79		-15.97		-17.03	
V <sub>d</sub> (kn)	17.03		15.98		15.80		12.90		17.82		15.26		12.16	
X (m)	1.79		2.24		2.62		1.89		2.32		2.35		2.50	
M <sub>t</sub> (kn.m)	10.88		6.98		11.22		5.11		11.21		6.65		10.88	

Avec :

$$G=6.08 \times 0.65 = 3.95 \text{ KN/m}$$

$$Q=1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$L'=L(\text{travée de rive}) ; L'=0.8L$$

$$q_u^{\text{réduit}} = 1.35 \cdot \left( 2 \frac{G}{3} \right) + 1.5 \cdot Q$$

$$q_u^{\text{réel}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'^3_g + q_d \cdot L'^3_d}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

$$X_0 = - \frac{V_g}{q_{\text{réel}}}$$

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

➤ **2eme Cas : Etat limite de servie ELS**

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant

**Tableau IV.3.** Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELS

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G		G-H	
<b>G</b> (kn/m)	3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95		3.95	
<b>Q</b> (kn/m)	0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97		0.97	
<b>L</b> ( m)	4.30		4.60		4.95		3.80		4.95		4.60		4.30	
<b>L'</b> ( m)	4.30		3.68		3.96		3.04		3.96		3.68		4.30	
<b>Qu</b>   <b>qu</b>	3.60	4.92	3.60	4.92	3.60	4.92	3.60	4.92	3.60	4.92	3.60	4.92	3.60	4.92
<b>Mq</b> (kn.m)	0	7.52		8.71		5.13		5.13		8.71		7.52		0
<b>Mg ;Md</b> (kn.m)	0	-7.52	-7.52	-8.71	-8.71	-5.13	-5.13	-5.13	-5.13	-8.71	-8.71	-7.52	-7.52	0
<b>Vg</b> (kn)	-8.82		-11.05		-12.90		-9.34		-11.45		-11.57		-12.32	
<b>Vd</b> (kn)	12.33		11.58		11.45		9.35		12.90		11.06		8.83	
<b>X</b> ( m)	1.79		2.24		2.62		1.89		2.32		2.35		2.50	
<b>Mt</b> (kn.m)	7.90		4.88		8.20		3.73		8.19		4.89		7.90	

➤ **Diagramme des moments :**

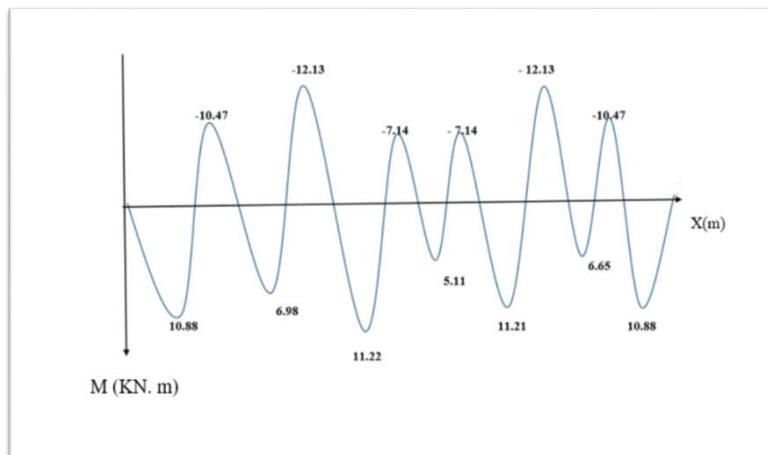


Figure IV.11. Diagramme de moment à l'ELU

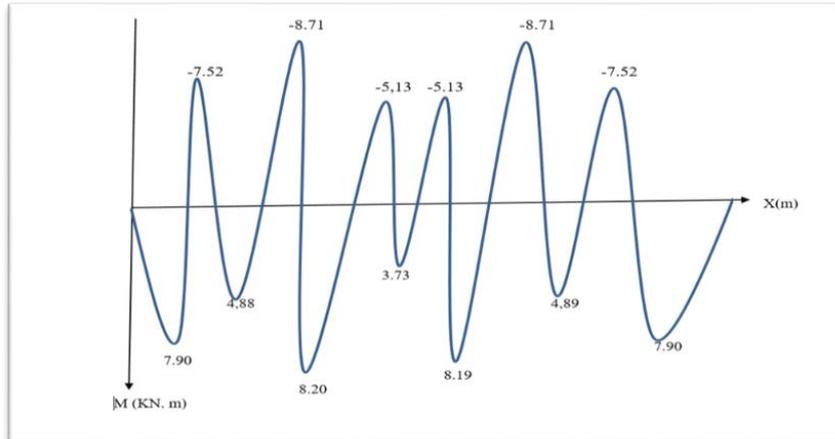


Figure IV.12. Diagramme de moment à l'ELS

➤ Diagramme des efforts tranchant :

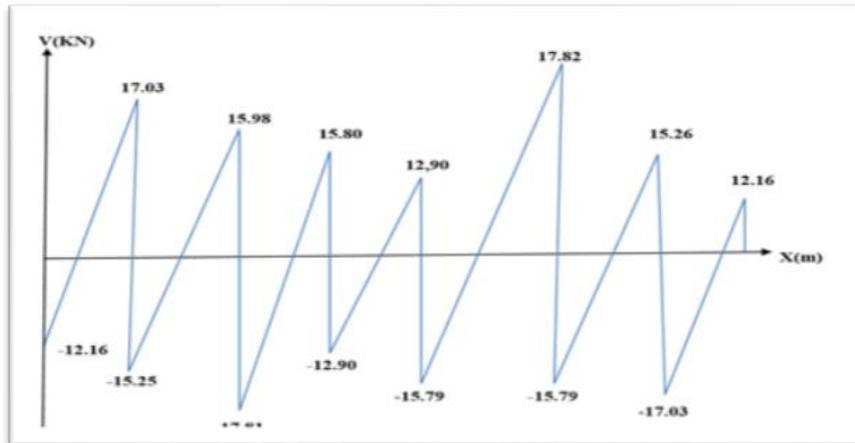


Figure IV.13. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

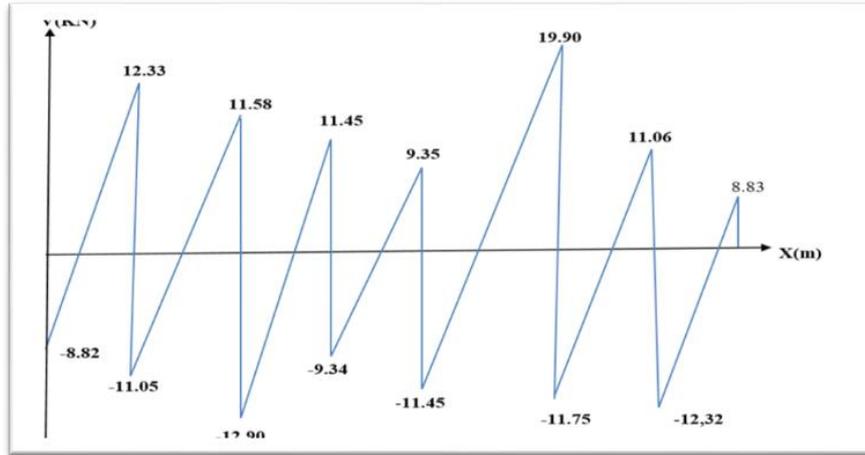


Figure IV.14. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

#### IV.4.1 Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait à l'ELU pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$M_u^{\max} (\text{travée}) = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{\max} (\text{appuis}) = 12.13 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 17.82 \text{ KN}$$

##### a) Armature principale en travée :

- ✓ Le moment de la table  $M_t$  : (art.9.V.2.BAEL91/99 ; P127)

$$y = h_0 \text{ soit } \alpha = \frac{h_0}{4} = 0.185$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259$$

$$\mu_0 = 1.14\alpha_0 - \alpha_0^2 - 0.07$$

$$\mu_0 = 0.121$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{c28} \rightarrow M_t = (0.121 \times 650 \times 216^2 \times 25) \times 10^{-6}$$

$$M_t = 91.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tabl}} = 91.73 \text{ KN.m} \gg M_u = 11.22 \text{ KN.m}$$

- L'axe neutre est dans la table de compression ; donc on l'organigramme de calcul pour une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$$M_u = 11.22 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 0.9 \cdot h = 21.6 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.22 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14.17} = 0.026 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \rightarrow A = 0 \rightarrow f_{st} = 10^0 / 00 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_0} = \frac{400}{1.15} = 247.82$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 21.31 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{11.22 \times 10^6}{213 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 \rightarrow A_t = 2.07 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 < A_t = 2.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Armature principale en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.13 \times 10^6}{100 \times 216^2 \times 14.17} = 0.183 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.183}) = 0.254$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times 0.254) = 19.405 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{12.13 \times 10^6}{194.05 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$2\text{HA}10 \rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min(0.685; 0.8; 1) \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_L = 0.6 \text{ cm} = 6?00 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec  $A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

d) Espacement :

D'après le R.P.A99 V2003 l'article (7.5.2.2 ; P66) on a :

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right\} = \left\{\frac{24}{4}; 12 \times 0.6; 30\text{cm}\right\} = 6\text{cm}$$

→  $S_t = 6\text{cm}.$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L=2 \times h = 48 \text{ cm}$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$$

→  $S_t = 12 \text{ cm}$

**IV.4.2 Les Vérification :**

**a) L'ELU :**

➤ **Les Vérification de l'Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira .le cas le plus défavorable

( $V_u \text{ max} = 17.82 \text{ kN}$ ).donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que  $\bar{\tau}_u \min(0.2 \times f_c / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$  (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0} = \frac{17.82 \times 10^3}{100 \times 216} = 0.82 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Vérifiée**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinales :** (art.13.IV.1.1. BAEL91/99 ; P204)

$$A_L \geq \frac{y_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.82 \times 10^3}{400} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 3.64\text{cm}^2 \dots \dots \dots$  **vérifiée.**

❖ Vérification la Condition de non fragilité des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{36.4 \times 400}{100 \times 120} \geq \max\left(\frac{c_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) 0.4\text{MPa}$$

(art.13.III.3.BAEL91/99 ;P195)

$$\Rightarrow 1.21 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification aux glissements :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$V_u = 17.82 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 12.13 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow -44.57 \leq 0 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

➤ Vérification de la jonction table-nervure :

$$\frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{17.82 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 216 \times 650 \times 40} = 0.969\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.969 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 4\text{MPa}\right) =$$

3.33MPa ... .. vérifiée

**b) L'ELS :**

La vérification se fait à l'ELS pour une section en té avec les sollicitations maximales

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$M_s^{\max} (\text{travée}) = 8.19\text{KN.m}$$

$$M_s^{\max} (\text{appuis}) = 8.17\text{KN.m}$$

$$V_s^{\max} = 12.90\text{KN.m}$$

➤ **Vérification Etat limite d'ouverture des fissures :** (BAEL 91 Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : (BAEL E.III.2)

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

▪ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2.07 + 0) - 15(2.07 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.09^3 + 15 \times 2.07(21.6 - 4.09)^2 = 11002.32 \text{ cm}^3$$

**a. Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.19 \times 10^6 \times 40.9}{11002.32 \times 10^4} = 3.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,04 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **En appuis :**

▪ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(1.57 + 0) - 15(1.57 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 3.61 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y+d')^2 - 15A(d-y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3}3.61^3 + 15 \times 1.57 \times (21.66 - 3.61)^2 \rightarrow I = 8641,05 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.71 \times 10^6 \times 3.61}{8641.05 \times 10^4} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,63 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de flèche :**

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{0.24}{4.95} = 0.048 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{2.07}{10 \times 21.6} = 0.00095 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$L = 4.95 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La 1<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad (\text{art.11.II.1. BAEL91/99 ; P155})$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.

$f_{ji}$  : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

$f_{pi}$ : la flèche instantanée due a l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Il faut que :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm} \left( \text{B. A. E. } \frac{L91}{99} \text{ artB. 6.5.3 page 97} \right)$$

✓ **Evaluation des charges à L'ELS :**

$$P = G + Q = 3,95 + 0,97 = 4,92 \text{ KN / ml}$$

$$G = g = 3,95 \text{ KN/ml}$$

$$J = G \div (1.3 \times 0,65) = 3,95 \div (1.3 \times 0,65) = 3,1 \text{ KN / ml}$$

Sachant que :

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G : l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

✓ *Calcul des moments fléchissant :*

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{4.92 \times 4.95^2}{8} = 15.069 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3.95 \times 4.95^2}{8} = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{3.1 \times 4.95^2}{8} = 9.49 \text{ KN.m}$$

✓ *Position de l'axe neutre (y) :*

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A+A') - 15(Ad+A'd') = 0$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2.07 + 0) - 15(2.07 \times 21.6) = 0 \rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

✓ *Moment d'inertie :*

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.09^3 + 15 \times 2.07 \times (21.6 - 4.09)^2 \rightarrow I = 11002.32 \text{ cm}^4$$

✓ *Calcul des contraintes :*

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15.069 \times 10^6}{11002.32 \times 10^4} (216 - 40.9) = 359.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 12.09 \times 10^6}{11002.32 \times 10^4} (216 - 40.9) = 288.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9.49 \times 10^6}{11002.32 \times 10^4} (216 - 40.9) = 226.54 \text{ MPa}$$

✓ *Calcul de  $\lambda_i$ ,  $\lambda_v$  et  $\mu$  :* (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P95)

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

Avec :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\rho = \frac{2.07}{10 \times 21.6} = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.009 \left(2 + 3 \frac{100}{650}\right)} = 4.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.89$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 359.73 + 2.1} = 0.24$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 288.61 + 2.1} = 0.29$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.009) \times 226.54 + 2.1} = 0.35$$

✓ *Inertie de la section totale homogène :*

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 2.07 \times \left(\frac{24}{2} - 2.4\right)^2 \rightarrow I_0 = 77741.56 \text{ cm}^4$$

✓ **Moment d'inertie fictif :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P94)

$$I_{fi(p)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 77741.56}{1 + 4,74 \times 0,24} = 40005,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 77741.56}{1 + 4,74 \times 0,29} = 36012.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 77741.56}{1 + 1.89 \times 0,29} = 55239.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 77741.56}{1 + 4,74 \times 0,35} = 32160.85 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation :** (art.A.2.1.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P12)

$$E_i = 11000$$

$$E_v = 3700$$

- **Les flèches :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ;P96 )

$$f_{pi} = \frac{M p l^2}{10E_i I_{fi(p)}} = \frac{15,069 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 40005,48 \times 10^4} = 0,28 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M g l^2}{10E_i I_{fi(g)}} = \frac{12,09 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 36012,68 \times 10^4} = 0,25 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M g l^2}{10E_v I_{fv(g)}} = \frac{12,09 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 55239,14 \times 10^4} = 0,49 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M j l^2}{10E_i I_{fi(j)}} = \frac{9,49 \times 4,95^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 32160,85 \times 10^4} = 0,22 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = ( f_{gv} - f_{ji} ) + ( f_{pi} - f_{gi} ) \Rightarrow (0,49 - 0,22) + (0,28 - 0,25)$$

$$\Delta_f = 0,302 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/500 = 495/500 = 0,99 \text{ cm} > \Delta_f = 0,302 \text{ .....donc la flèche est vérifiée}$$

#### IV.4.3.Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression sera réalisé dans les deux directions afin de prévenir les fissurations. Le ferraillage sera constitué d'une treille soudée, conformément à la norme BEAL 91 B.6.8.4. Les dimensions des mailles seront standardisées, conformément à l'article B.6.8 et à la norme 423 du BAEL 91. Les dimensions normalisées des mailles seront les suivantes : 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

- $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$  avec: ( $L_1$  en cm)

- $L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{200}{f_e}$

**Avec :**

$L_1$  : Distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ )

$A_1$  : Section des barres perpendiculaires aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : Section des barres parallèles aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Pour un treillis soudé TSL500 la limite d'élasticité  $f_e=500\text{MPa}$

➤ **Armature perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_1 = 4 \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 →  $A_1 = 1,41\text{cm}^2$

**Espacement :**  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

**Schéma de Ferrailage :**

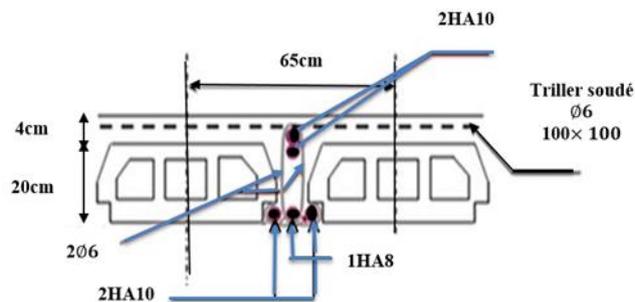


Figure IV.15. Ferrailage de poutrelle

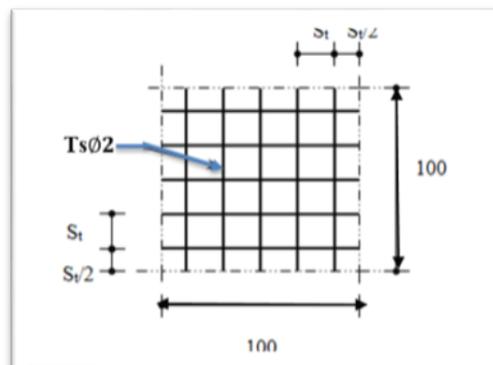


Figure IV.16. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

### IV.5 L'escalier :

Dans un bâtiment, la circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers ou un ascenseur. L'escalier est constitué d'une ou plusieurs volées, comprenant des marches ainsi que des paliers au départ et à des niveaux intermédiaires (dans le cas d'un escalier au rez-de-chaussée).

#### ❖ Combinaison d'actions :

##### a. Les charges :

- Les charges permanentes :

$$G_{\text{palier}} = 6.20\text{KN/m}^2.$$

$$G_{\text{volee}} = 9.43\text{KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitations :

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volee}} = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

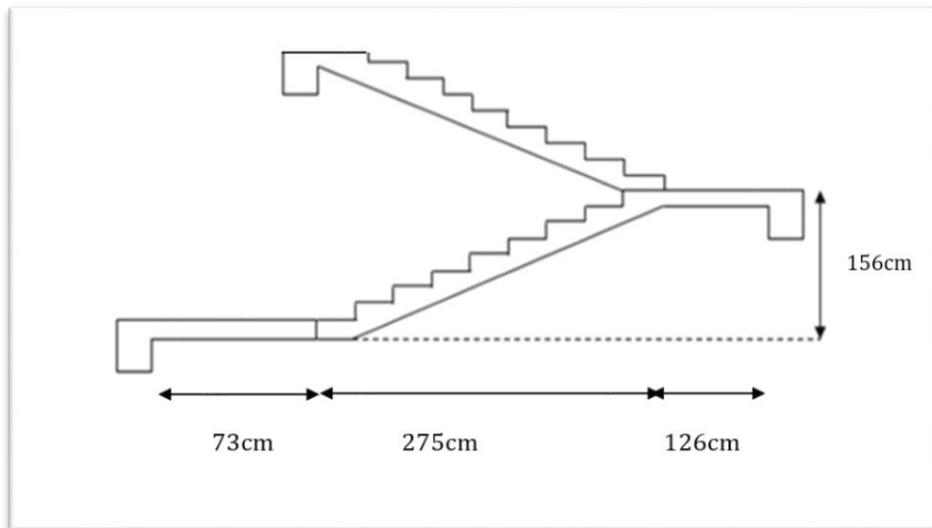


Figure IV.17. Escalier coupe transversale (de RDC)

##### b. Combinaisons de charges :

#### ❖ Paillasse :

- ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u1} = 1,35(9,43) + 1,5(2,5) \longrightarrow q_{u1} = 16,48\text{KN/ml}$$

- ELS :

$$q_{ser1} = G + Q$$

$$q_{ser1} = 9,43 + 2,5 \longrightarrow q_{ser1} = 11,93 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{u1} = 16,48 \times 1,00 = 16,48 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser1} = 9,43 \times 1,00 = 11,93 \text{ KN/ml.}$$

- ❖ palier de repos :

- ELU

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u2} = 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5 \longrightarrow q_{u2} = 12,12 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_{ser2} = G + Q$$

$$q_{ser2} = 6,2 + 2,5 \longrightarrow q_{ser2} = 8,7 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{u1} = 12,12 \times 1,00 = 12,12 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser1} = 8,7 \times 1,00 = 8,7 \text{ KN/ml.}$$

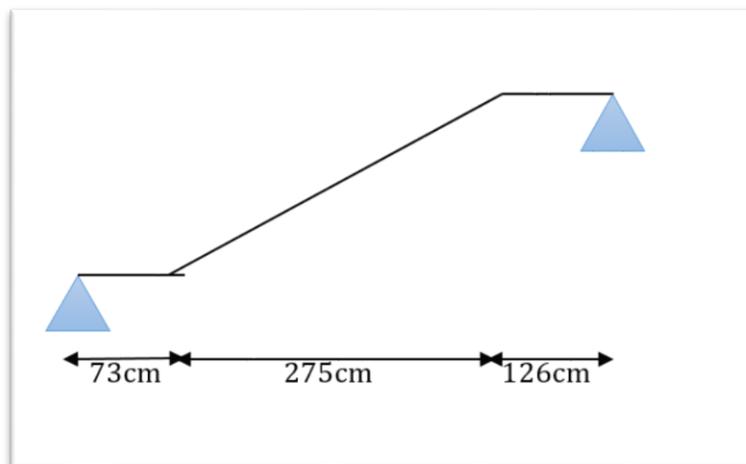


Figure IV.18 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.

c. Calcul des sollicitations

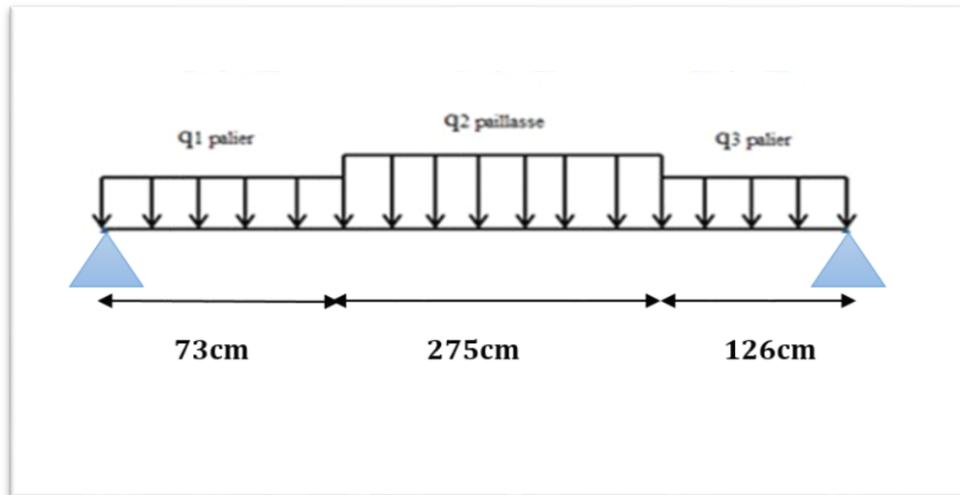


Figure IV.19. Schéma statique des escaliers.

❖ Calcul de la charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_{\text{éq}} L_i}{\sum L_i}$$

• ELU :

$$q_{u\text{éq}} = \frac{\sum q_{u\text{éq}} L_i}{\sum L_i} = \frac{(0.75 \times 12.12) + (2.75 \times 16.48) + (1.26 \times 12.12)}{0.75 + 2.75 + 1.26}$$

$$q_{u\text{éq}} = 14,63 \text{ KN/ml.}$$

• ELS :

$$q_{s\text{éq}} = \frac{\sum q_{s\text{éq}} L_i}{\sum L_i} = \frac{(0.75 \times 8.7) + (2.75 \times 11.93) + (1.26 \times 8.7)}{0.75 + 2.75 + 1.26}$$

$$q_{s\text{éq}} = 10,65 \text{ KN/ml.}$$

✚ Ferrailage :

Le calcul est effectué en utilisant la méthode de flexion simple selon les états limites ultimes (ELU) pour une bande d'une longueur de 1 mètre et une épaisseur de 20 centimètres

➤ Les dimensions des sections :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

❖ **Correction des moments :**

**L'E.L.U :**

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8} = 14.63 \times \frac{4.74^2}{8} \longrightarrow M_0 = 41,08\text{KN.M}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_A = M_B = 0.3M_0$$

$$M_A = 0.3 \times 29,65 \longrightarrow M_A = 8,89\text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_t = 0.85 \times 29,65 \longrightarrow M_t = 25,20\text{KN.m}$$

a) **En travée :**

✓ **Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16\text{MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{29.65 \times 10^2}{100 \times 170^2 \times 14.16} = 0.072$$

$$\alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,072)}) = 0,093$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_r) \longrightarrow Z = 17 \times (1 - (0,4 \times 0,093)) = 16,36 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29.65 \times 10^2}{163.6 \times 348} = 5.20\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 170 \times 1000 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 5,20 \text{ cm}^2$

Le choix : **6HA 14**  $\longrightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA10**  $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

• **L'espacement :**

**3. Des armatures principales : Selon le BAEL91 modifiée99**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_{t \max} \leq \min(3 \times 20; 33) \text{ cm}$$

$$S_{r \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq S_{r \max} = 33 \text{ cm}$$

✓ **Des armatures transversales : Selon le BAEL91 modifiée99**

$$S_r \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_{t \max} \leq \min(4 \times 20 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_{r \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{r \max} = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. En appui :**

✓ **Armature principale :**

$$\mu = \frac{MA}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

Avec :

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$$\mu = \frac{MA}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{8.89 \times 10^2}{1000 \times 170^2 \times 14.16} = 0.021$$

$$\alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha_r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.072)}) = 0.045$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_r) \longrightarrow Z = 17 \times (1 - (0.4 \times 0.045)) = 16.69 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{MA}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{8.89 \times 10^2}{166.9 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 170 \times 1000 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 5.20 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA 10**  $\longrightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement :**

✓ **Des armatures principales Selon le BAEL91 modifiée99 :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \longrightarrow S_{t \max} \leq \min(3 \times 20; 33) \text{ cm}$$

$$S_{r \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{r \max} = 33 \text{ cm}$$

✓ **Des armatures transversales : Selon le BAEL91 modifiée99 :**

$$s_r \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(4 \times 20 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_{r \max} \leq 45 \text{ cm}$$

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$S_t = 25\text{cm} \leq S_{r\text{max}} = 45\text{cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Tableau IV.4.** Les résultats de calcul

Section	M (KN.m)	$\mu$	Z (cm)	Ast (cal) (cm <sup>2</sup> )	Ast(min) (cm <sup>2</sup> )	Ast (adob) (cm <sup>2</sup> )	Esp <sub>st</sub> (cm)	Ar(cal) (cm <sup>2</sup> )	Ast (adob) (cm <sup>2</sup> )	Esp <sub>r</sub> (cm)
<b>Appuis</b>	8.89	0,021	16,69	1,53	2,05	4HA10 3,14	25	0, 78	4HA8 2,01	25
<b>Travée</b>	29,65	0,072	16,36	5,20	2,05	6HA14 6,24	16	1, 69	4HA10 3,14	25

### Les Vérifications :

#### a) à L'ELU:

##### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{u\text{lim}} = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 3.333 \text{ MPa} \right]$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 14.63 \times \frac{4.74}{2} = 43.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.25 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

##### - Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

##### - En travée :

##### ✓ Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(9.23 + 0)y - 15(9.23 \times 17) = 0$$

$$\longrightarrow y = 5.61 \text{ cm}$$

##### • Moment d'inertie :

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 5.61^3}{3} + 15 \times 9.23 \times (38 - 5.61)^2$$

$$\longrightarrow I = 23846.69 \text{ cm}^4$$

### ❖ Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{25.20 \times 10^6 \times 56.1}{23846.69 \times 10^4} = 5.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.92 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition Vérifiée .

### - En Appuis :

#### • Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(3.14 + 0)y - 15(3.14 \times 38) = 0$$

$$\longrightarrow y = 3.55 \text{ cm}$$

#### • Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 3.55^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (17 - 3.55)^2$$

$$\longrightarrow I = 10011.80 \text{ cm}^4$$

### ❖ Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.89 \times 10^6 \times 35.5}{10011.80 \times 10^4} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.15 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition Vérifiée

### ✓ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$$\begin{array}{l}
 \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\
 \frac{h}{l} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \\
 A_s \leq 4.2 \frac{b \times d}{f_e}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 \frac{20}{474} = 0,042 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\
 \frac{20}{474} \geq 0,1 \times \frac{29,65}{41,08} = 0.072 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\
 9.23 \leq 4.2 \frac{100 \times 17}{400} = 17.85 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}
 \end{array}
 \right.$$

La première condition n'est pas satisfaite, ce qui signifie qu'il est nécessaire de vérifier la flèche.

✓ **Vérification de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

Il faut que :  $\Delta f \leq f = \frac{L}{500} \implies \Delta f \leq f = \frac{474}{500} = 0,95 \text{cm.}$

Avec :  $\Delta f = (f_{gv} \times f_{ji}) + (f_{pi} \times f_{gi})$

- $f_{gv}$  et  $f_{ji}$  : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.
- $f_{ji}$  : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.
- $f_{pi}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

✓ **Evaluation des charges :**

$$G_{\acute{e}q} = \frac{G_{\text{paillasse}L1} + G_{\text{palier}L2} + G_{\text{palier}L3}}{L1 + L2 + L3}$$

$$G_{\acute{e}q} = \frac{(9.32 \times 2.75) + (6.2 \times 0.73) + (6.2 \times 1.26)}{2.75 + 0.73 + 1.26} \implies G_{\acute{e}q} = 2.50 \text{KN/m}$$

$$G_g = G_{\acute{e}q} = 8.01 \text{KN/m}$$

$$G_j = G_{\acute{e}q} - G_{\text{garde corps}}$$

$$G_j = 8.01 - 0,1 \implies G_j = 7,91 \text{ KN/m}$$

p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$$P = G_{\acute{e}q} + Q_{\acute{e}q}$$

$$P = 8.01 + 2,50 \implies P = 10,51 \text{ KN/m}$$

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements.

G : l'ensemble des charges permanentes.

✓ **Position de l'axe neutre Y :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(9,23 + 0) - 15(9,23 \times 17) = 0$$

$$\longrightarrow y = 5,61\text{cm}$$

✓ **Calcul des moments fléchisse :**

$$M_p = 0,85 \frac{p \times l^2}{8} = 0,85 \frac{10,51 \times 4,74^2}{8} = 25,08 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \frac{g \times l^2}{8} = 0,85 \frac{8,01 \times 4,74^2}{8} = 19,12 \text{KN.m}$$

$$M_j = 0,85 \frac{j \times l^2}{8} = 0,85 \frac{7,91 \times 4,74^2}{8} = 18,88 \text{KN.m}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 5,61^3}{3} + 15 \times 9,23 \times (5,61 - 17)^2$$

$$\longrightarrow I = 23846,69 \text{cm}^4$$

✓ **Calcul des Constraints :**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 25,08 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 179,68 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 19,12 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 136,98 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18,88 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 135,26 \text{MPa.}$$

✓ **Calcul de  $\lambda_i$ ,  $\lambda_v$  et  $\mu$  :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{9,23}{100 \times 17} \longrightarrow \rho = 0,0054$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0054(2 + 3 \frac{100}{100})} = 4,2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \times 4,2 = 1,68$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 220,02 + 2,1} = 0,43$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 166,57 + 2,1} = 0,32$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 164,42 + 2,1} = 0,31$$

✓ **l'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 9,23 \times \left( \frac{20}{2} - 3 \right)^2 \longrightarrow I_0 = 73450,71 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sp}} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,43} = 28793,93 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,32} = 34469,19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,31} = 35098,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 1,68 \times 0,32} = 52546,68 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Les flèches :**

$$f_{iP} = \frac{Mpl^2}{10E_i \times I_{fp}} = \frac{25,05 \times 4,74^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 28793,93 \times 10^4} = 0,608 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{Mgl^2}{10E_i \times I_{fg}} = \frac{19,12 \times 4,74^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 34469,19 \times 10^4} = 0,38 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jl}^2}{10Ei \times If_{ij}} = \frac{18.88 \times 4.74^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164.19 \times 35098.08 \times 10^4} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_{igv} = \frac{M_{gl}^2}{10E_v \times If_{vg}} = \frac{19.12 \times 4.74^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818.86 \times 52546.68 \times 10^4} = 0.755 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\rightarrow (0.755 - 0.37) + (0.608 - 0.38) = 0.613 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1.03 \text{ cm} > \Delta_f = 0.613 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition de flèche est vérifiée, donc on conserve la section que calcules.

➤ Schéma de ferrailage de l'escalier :

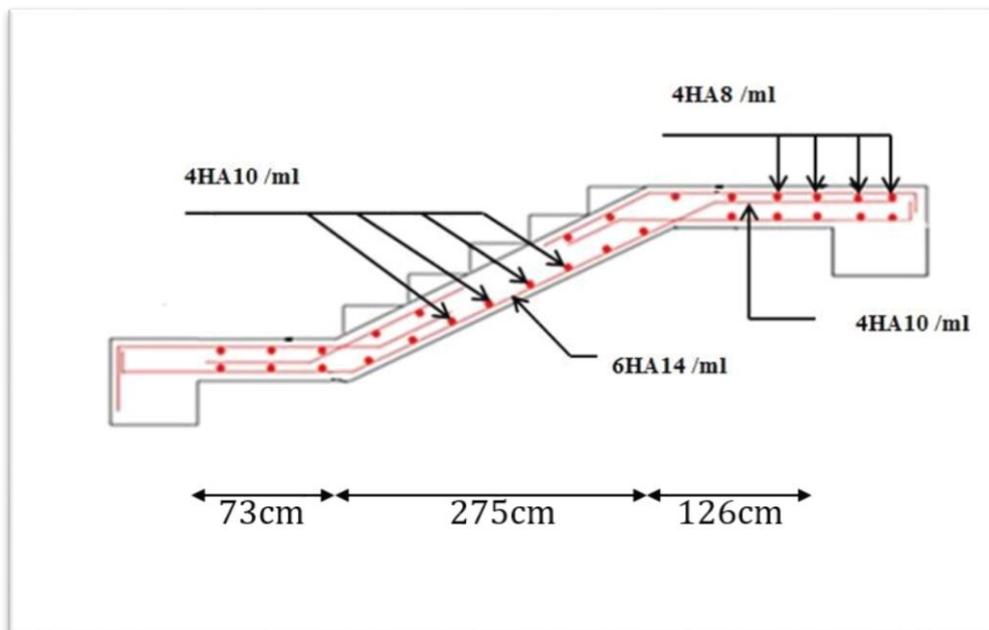


Figure IV.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

**IV.5.1 Étude de la poutre palier :**

Sollicitation de calcul de la poutre palière :

➤ Évaluation des charges :

La poutre palière est soumise à :

- Poids propre :  $PP = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de mur extérieur :  $(3,06 - 0,40) \times 2,81 = 7,47 \text{ KN/ml}$

Réaction des escaliers :

- ✓ à L'ELU :  $q_u \text{ éq} = 14,56 \text{ KN/m}$

$$R_a = R_b = 34,507 \text{ KN/m}$$

- ✓ à L'ELS :  $q_s \text{ éq} = 10,51 \text{ KN/m}$

$$R_a = R_b = 24,908 \text{ KN/m}$$

➤ *Combinaison des charges :*

- ✓ à L'ELU :  $q_u = 1,35(PP + P_{\text{mur ext}}) + R_a$

$$q_u = 1,35(3 + 7,47) + 34,507 = 48,64 \text{ KN/m}$$

- ✓ à L'ELS :  $q_s = (PP + P_{\text{mur ext}}) + R_a$

$$q_s = (3 + 7,47) + 24,908 = 35,37 \text{ KN/m}$$

❖ *Calcul des moments :*

Les moments isostatiques sont :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- ✓ L'ELU :

$$M_0 = 87,79 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 74,62 \text{ KN. m} \quad M_a = 0,3 \times M_0 = 26,33 \text{ KN. m}$$

- ✓ L'ELS :

$$M_0 = 63,84 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 54,26 \text{ KN. m} \quad M_a = 0,3 \times M_0 = 19,15 \text{ KN. m}$$

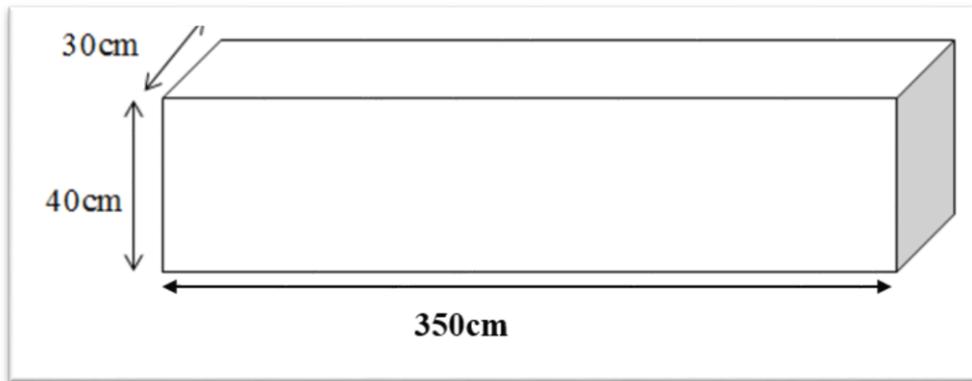


Figure IV.21. Poutre palier

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU

Les dimensions des sections

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \\ d = 38\text{cm} \end{array} \right.$$

a) **En travée :**

- Armature principale :

$$M_t = 74.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{74.62 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.16} = 0.112$$

$$\mu = 0,056 < 0,186 \text{ (pivot A).}$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0,14.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha_r)$$

$$Z = 35.87 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{74.62 \times 10^6}{348 \times 348} = 5.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 380 \times 300 \times 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.97 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 5.97 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA14**  $\longrightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

**b) En appuis :**

- Armature principale :

$$M_t = 26.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{26.33 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.16} = 0.16$$

$$\mu = 0.056 < 0.186 \text{ (pivot A).}$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0.14.$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r)$$

$$Z = 34.80 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{26.33 \times 10^6}{348 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 380 \times 300 \times 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_{st} = 2.17 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA10**  $\longrightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

**a) Armatures de répartition :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$\varnothing$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq \min(1,14 ; 1 ; 3)\text{cm}$$

Soit :  $\varnothing_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### b) Espacement :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

#### Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = 14,4\text{cm}$$

→  $S_t = 14\text{cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$L = 2 \times h = 0,8 \text{ m}$$

#### Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 20\text{cm}$$

→  $S_t = 20\text{cm}$

**Tableau IV.5.** Les résultats de calcul

Section	M (KN.m)	$\mu$	Z(cm)	$A_{st}$ (cal) (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{st}(\text{adob})$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r(\text{adob})$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	26,33	0,16	34,80	2,17	1,376	4HA10	4T8
						3,14	2,01
<b>Travée</b>	74,62	0,112	35,87	5,97	1,376	4HA14	4T8
						6,16	2,01

### ❖ Les Vérifications :

#### a) à L'ELU :

##### - Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = qu \frac{l}{2} \rightarrow V_u = 14.63 \times \frac{4.74}{2} = 34.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34.67 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.203 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{ct28}}{f_{yb}} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,203 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditio vérifiée}$$

**Calcul de la poutre palier à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier :

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 14,90 \text{ KN.m.}$$

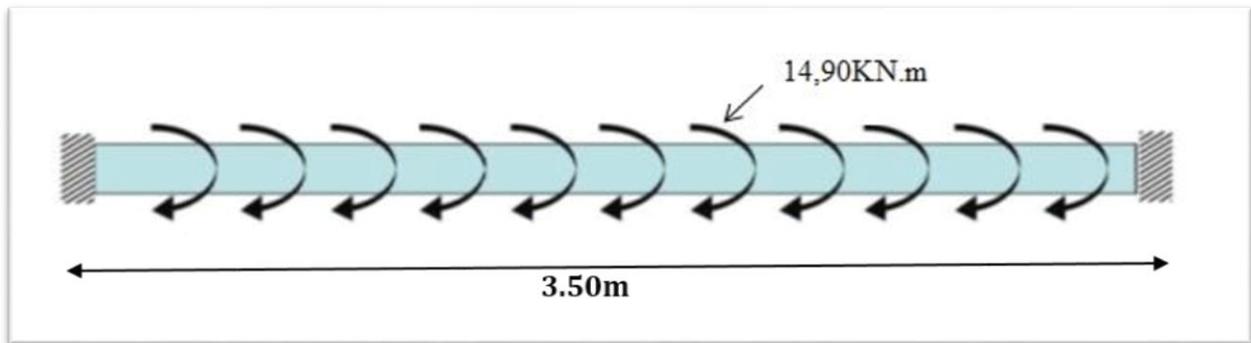


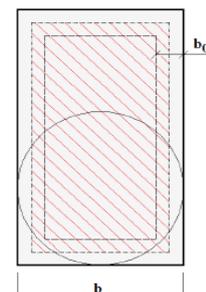
Figure IV.22. La poutre à la torsion.

❖ **Contraintes tangentés de torsion :**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$r = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \text{ (Formule de Rausch).}$$

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 12, 32 \text{ KN.m}$ )



$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} \implies b_t = \frac{30}{6} = 5\text{cm.}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

$$r = \frac{12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1.4 \text{ MPa}$$

**a) Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_u \text{ limite})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,810^2 + 1,4^2 = 2,61 \leq 3,33^2 = 10,0 \dots \text{condition vérifiée}$$

**b) Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \square.$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$$

$$A_l = \frac{1200 \times 12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 2.42\text{cm}^2$$

**c) Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{St \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{200 \times 12.32 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

**d) Section minimale des armatures :**

$$1) \frac{Al \times f_e}{U \times b_0} \geq 0.4\text{MPa} \implies \frac{242 \times 400}{1200 \times 50} = 1.61\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{Al \times f_e}{St \times b_0} \geq 0.4\text{MPa} \implies \frac{40 \times 400}{200 \times 50} = 1.6\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les armatures totales :**

**a) Armatures longitudinales :**

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$$

Tableau IV.6. Valeurs des Armatures longitudinales.

	$A_1^{fl}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{adob}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	3.14	2,42	5,56	5HA12 5,65
<b>Travée</b>	5,65	2,42	8,07	5HA14+ 1HA12 8,82

**b) Armatures transversales :**

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,5 + 0,40 = 1,90 \text{ cm}^2$$

Donc soit :  $A_t^{tot} = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(8.82 + 0)y - 15(8.82 \times 38) = 0 \longrightarrow y = 14.42 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{30 \times 14.42^3}{3} + 15 \times 8.82 \times (38 - 14.42)^2$$

$$\longrightarrow I = 103545.40\text{cm}^4$$

❖ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{74.62 \times 10^6 \times 144.2}{103545.40 \times 10^4} = 10.39\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

- **En Appuis :**

• **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(5.65 + 0)y - 15(5.65 \times 38) = 0 \longrightarrow y = 12.09 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{30 \times 12.09^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (38 - 12.09)^2 \longrightarrow I = 74566.78\text{cm}^4$$

❖ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{26.33 \times 10^6 \times 120.9}{74566.78 \times 10^4} = 4.25\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M_0}\right)$$

$$\frac{0.4}{3.80} = 0.10 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{74.6}{10 \times 87.79}\right) = 0.084 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{8.82}{30 \times 38} = 0.0077 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palier :

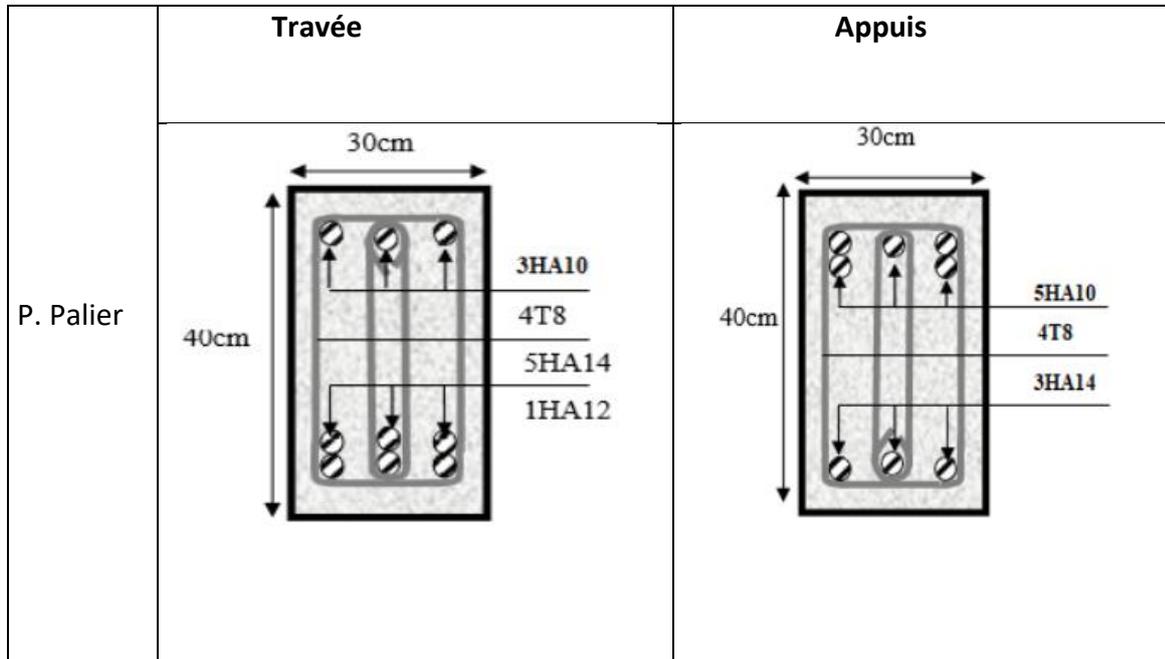


Tableau IV.7. Section de ferrailage de poutre palier

*Chapitre V*  
*étude sismique*

## **V.1 Introduction:**

Étant donné que les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment et causer des dommages considérables aux personnes et aux biens, il est essentiel de concevoir et de construire des structures capables de résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'objectif de ce chapitre est d'établir un modèle de structure qui satisfait toutes les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes, connues sous le nom de RPA99/version 2003.

## **V.2 Choix de la méthode de calcul :**

Est régi par l'article 4.1 des règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 (page 33).

L'objectif de l'étude sismique est de calculer les forces sismiques, et cela peut être réalisé en utilisant l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

### **V.2.1 Méthode statique équivalente :** (art 4.2 RPA99/2003 ; P33)

Les forces dynamiques réelles contenues dans la structure sont substituées par un système de forces statiques fictives qui sont équivalentes équivalente en termes d'effets sismiques. Cette approche ne peut être dissociée de l'application des mesures constructives assurant les caractéristiques suivantes de la structure :

- Une résistance suffisante à la déformation.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure lors de tremblements de terre majeurs.

La méthode statique équivalente est applicable dans les situations suivantes :

Le bâtiment en question doit respecter les critères de régularité en termes de plan et d'élévation, avec une hauteur maximale de 65 mètres dans les zones I et IIa, et de 30 mètres dans les zones IIb et III.

Dans cette étude, notre bâtiment se trouve dans la zone IIa, avec une hauteur

**h= 18,7 m < 65m..... La condition est vérifiée.**

✓ **Régularité en plan :** (art 3.5.1.a RPA99/2003 ; P30)

$$\frac{L1+L2}{L} \leq 0.25 \longrightarrow \frac{3.80+5.05}{17.95} \leq 0.25 \longrightarrow 0.5 > 0.25 \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plant

✓ **Régularité en élévation** (art 3.5.1.b RPA99/2003 ; P31)

Du bâtiment est assurée car il n'y a aucun changement brusque de configuration verticale, ce qui le classe comme régulier en élévation.

En conséquence, la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée. Il est nécessaire de calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente afin de la comparer avec celle obtenue par la méthode dynamique.

Ainsi, il est indispensable d'évaluer l'effort tranchant à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul la force sismique :** (art 4.2.3 RPA99/2003 ; P34)

Dans cette approche, l'action sismique est quantifiée par le maximum de l'effort tranchant exercé à la base de la structure, représentant ainsi l'intensité effective de l'activité sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- W : poids total de la structure.

- **Coefficient d'accélération :**

Le coefficient d'accélération de zone est déterminé selon le tableau [4.1] des RPA 99/Version.2003

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour un bâtiment du groupe d'usage 2 situé en zone sismique, le coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$ .

• **Pourcentage d'amortissement critique :**

La réaction des structures aux forces sismiques qui varient dans le temps dépend notamment des propriétés d'amortissement des matériaux utilisés dans la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages présents.

✓ **Facture d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\xi\%$  : Pourcentage d'amortissement critique :

$\xi = 7\% \rightarrow$  contreventement mixte (voile – portique)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7]. On a pour un site 2  $\rightarrow T_2 = 0,4$  sec.

**T** : la période fondamentale de la structure  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

$$T = 0,09h_N / \sqrt{D}$$

**Remarque** : on prend la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

**D** : la dimension du bâtiment mesurée.

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 18,7\text{m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé →  $C_T = 0,05$ .

Donc :  $T_1 = 0,05 \times 18,87^{3/4} = 0,44 \text{ sec.}$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\longrightarrow D = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.44}\right)^{2/3} = 2.06$$

**Facture de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non. Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

**Tableau V.1.** Valeur de  $P_q$  sans X-X

Critère de quantité q	$P_q$		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement	X		0
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux		X	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,1$

Donc :  $Q_X = 1,1$ .

Tableau V. 2. Valeur de  $P_q$  sans Y-Y

Critère de quantité q	$P_q$		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement	X		0
2- Redondance en plan		X	0.05
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux		X	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,15$

Donc :  $Q_Y = 1.15$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure :**

Pour une structure en béton armé mixte (voile + portiques), On a :  $R = 3.5$

✓ **Poids total de la structure :**

W : poids total de la structure égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$\beta$  : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

$W = 2341581.46$  Kg (valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile)

**Donc :**

La force sismique sans X :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,1}{3,5} \times 28334,04 \quad \longrightarrow \quad V_x = 2751,64 \text{KN}$$

La force sismique sans Y:

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,15}{5} \times 28334,04 \quad \longrightarrow \quad V_y = 2834,82 \text{KN}$$

**$V_x = 2751.64 \text{KN}$  ;  $V_y = 2834.82 \text{KN}$**

### **V.3.Méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **❖ Introduction :**

L'étude dynamique vise à déterminer les caractéristiques vibratoires qui peuvent se produire dans une structure donnée afin d'estimer la charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

#### **❖ Principe :**

Dans cette méthode, le principe consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, les efforts maximums induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

#### **❖ Résultats trouvés par logiciel ROBOT :**

Le logiciel de calcul utilisé pour cette analyse est le progiciel (ensemble de logiciels) ROBOT Structural Analysis Professional 2019.

#### **• ROBOT :**

Un logiciel de CAO/DAO conçu pour modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures. Il permet de créer des modèles de structures, de les calculer, de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. Enfin, ROBOT a également généré la documentation nécessaire pour la structure calculée et dimensionnée.

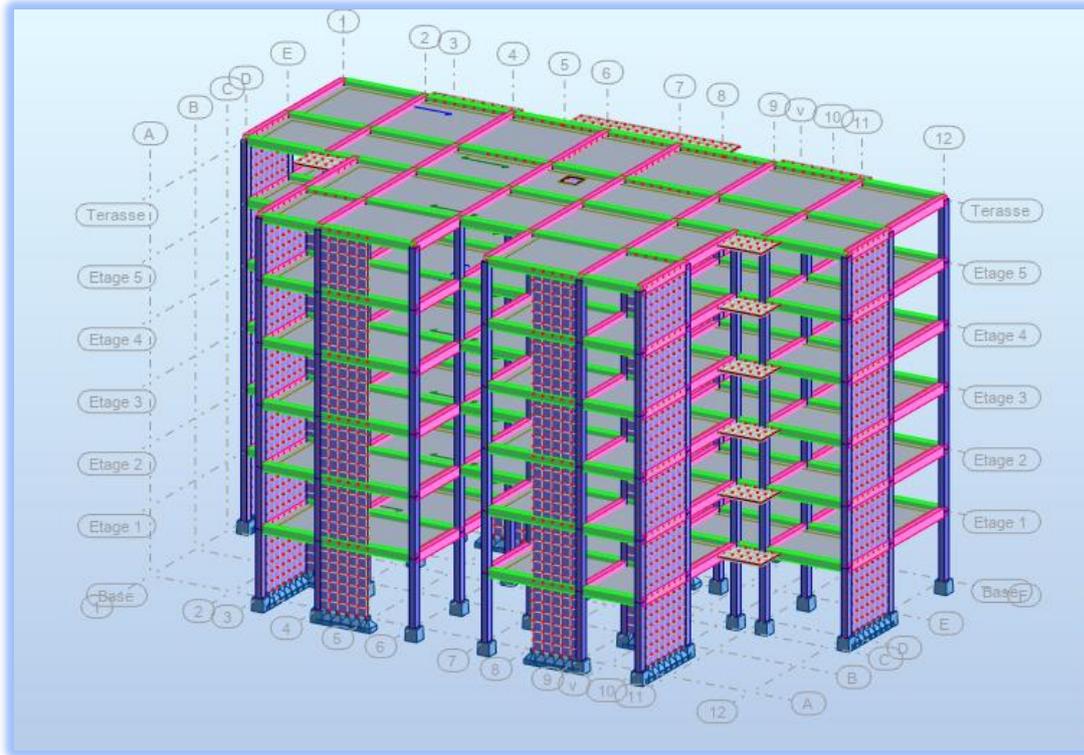
Les principales caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La conception de la structure se fait entièrement de manière graphique dans un éditeur dédié.
- Il est possible d'importer la géométrie de la structure définie à partir d'un autre logiciel de CAO/DAO.
- Les résultats des calculs tels que les efforts internes, les déplacements, les contraintes, etc., peuvent être présentés de manière graphique sur la structure étudiée ou sous forme de tableaux.

- Le logiciel offre une large gamme de solveurs dynamiques, ce qui permet d'effectuer à la fois des analyses statiques et dynamiques de la structure.

❖ **Disposition des voiles de contreventement :**

Lors de la sélection de la disposition initiale des voiles dans le bâtiment, il est important de prendre en compte le plan d'architecture ainsi que le nombre maximal de voiles dans chaque direction :



**Figure V.1** Vue générale du modèle

❖ **Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT**

Tableau V.3. Les facteurs de participation massique de chaque modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,04	0,97	87,33	0,06	87,33	0,06	2341581,46	2341581,46
4/ 2	1,19	0,84	87,82	44,87	0,49	44,81	2341581,46	2341581,46
4/ 3	1,32	0,76	87,95	86,60	0,13	41,73	2341581,46	2341581,46
4/ 4	2,30	0,44	87,96	86,86	0,01	0,26	2341581,46	2341581,46
4/ 5	2,38	0,42	87,96	86,88	0,00	0,02	2341581,46	2341581,46
4/ 6	3,16	0,32	93,24	86,91	5,28	0,03	2341581,46	2341581,46
4/ 7	3,32	0,30	95,71	86,94	2,47	0,03	2341581,46	2341581,46
4/ 8	3,48	0,29	95,71	86,94	0,00	0,00	2341581,46	2341581,46
4/ 9	3,68	0,27	95,74	89,81	0,03	2,87	2341581,46	2341581,46
4/ 10	3,82	0,26	95,75	91,27	0,01	1,46	2341581,46	2341581,46
4/ 11	3,86	0,26	95,77	92,67	0,02	1,40	2341581,46	2341581,46
4/ 12	4,21	0,24	95,77	92,78	0,00	0,11	2341581,46	2341581,46
4/ 13	4,34	0,23	95,78	94,80	0,00	2,03	2341581,46	2341581,46
4/ 14	4,65	0,22	95,78	94,93	0,01	0,12	2341581,46	2341581,46
4/ 15	4,81	0,21	95,79	95,00	0,00	0,07	2341581,46	2341581,46
4/ 16	5,29	0,19	95,79	95,06	0,00	0,06	2341581,46	2341581,46
4/ 17	5,53	0,18	97,46	95,06	1,67	0,00	2341581,46	2341581,46
4/ 18	5,58	0,18	97,78	95,06	0,32	0,00	2341581,46	2341581,46
4/ 19	5,64	0,18	97,80	95,07	0,02	0,01	2341581,46	2341581,46
4/ 20	6,00	0,17	97,80	95,13	0,00	0,06	2341581,46	2341581,46
4/ 21	6,17	0,16	97,80	95,13	0,00	0,00	2341581,46	2341581,46
4/ 22	6,23	0,16	97,80	95,14	0,00	0,00	2341581,46	2341581,46
4/ 23	6,50	0,15	97,80	96,22	0,00	1,09	2341581,46	2341581,46
4/ 24	6,71	0,15	97,80	96,35	0,00	0,12	2341581,46	2341581,46
4/ 25	6,89	0,15	97,80	96,36	0,00	0,02	2341581,46	2341581,46

❖ **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,97$  s. 2°/ 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 4<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 10<sup>ème</sup> mode (Selon le RPA99).

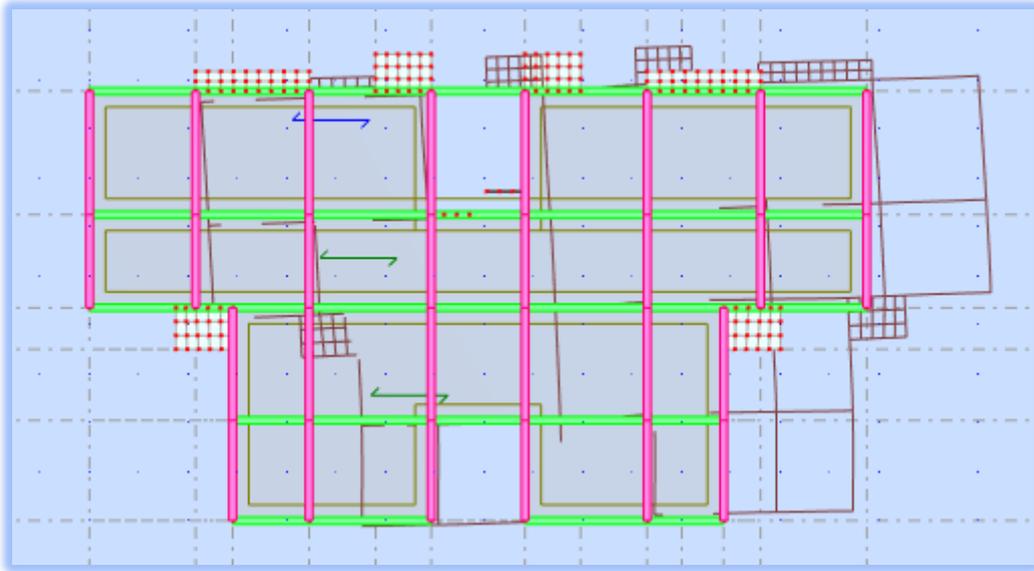


Figure IV.2. 1<sup>er</sup> mode - Vue déformée

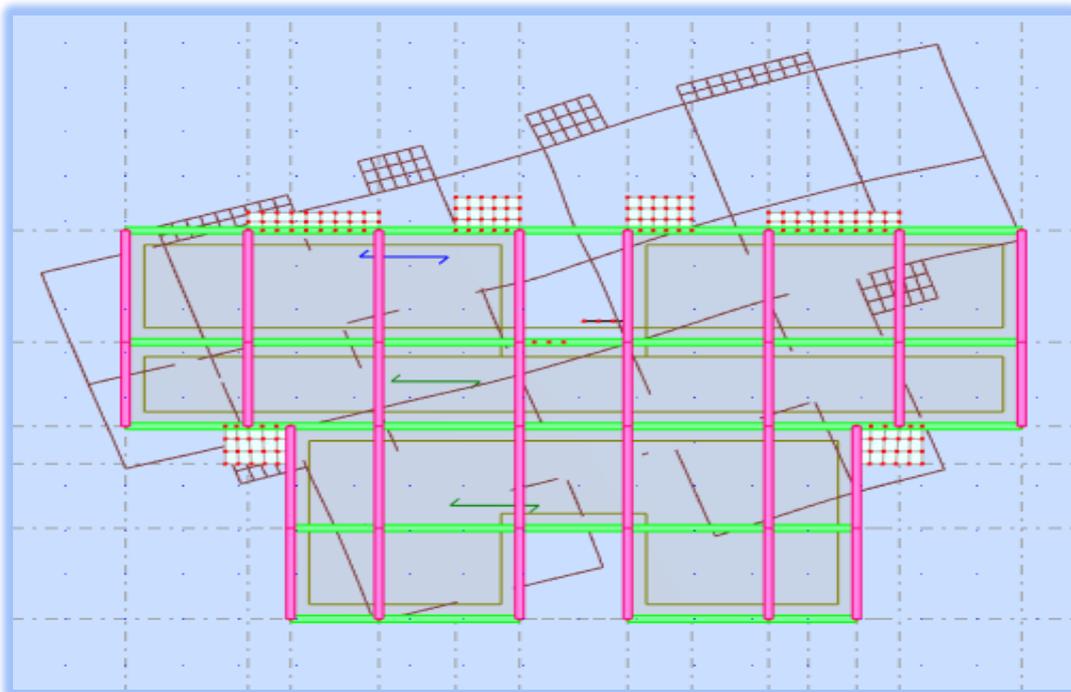


Figure IV.3 . 2<sup>ème</sup> mode - Vue déformée

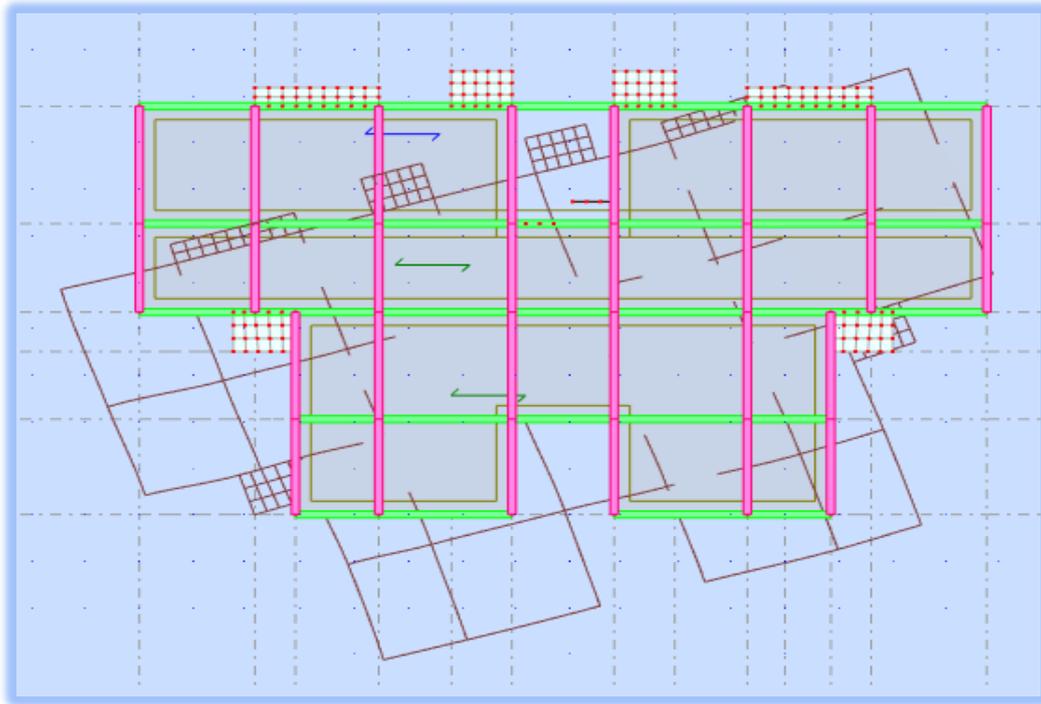


Figure IV.4 : 3<sup>ème</sup> mode - Vue déformée

### Interprétation

1°/ La période fondamentale  $T=0,97$  s est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h^{3/4} = 0,44s.$$

$$T = 0,97s > 1,30 \times 0,44 = 0,572s$$

- **Remarque :**

En remarque qu'il est nécessaire de réduire la période, ce qui rend essentiel de renforcer la rigidité de notre structure en ajoutant des voiles, tout en tenant compte des conditions spécifiées dans l'article 3.4 du RPA (Règlement de Construction Parasismique), annexe A.4.

❖ **Modélisation avec voiles :**

- Caractéristique géométrique des Voiles :  $e = 20\text{cm}$

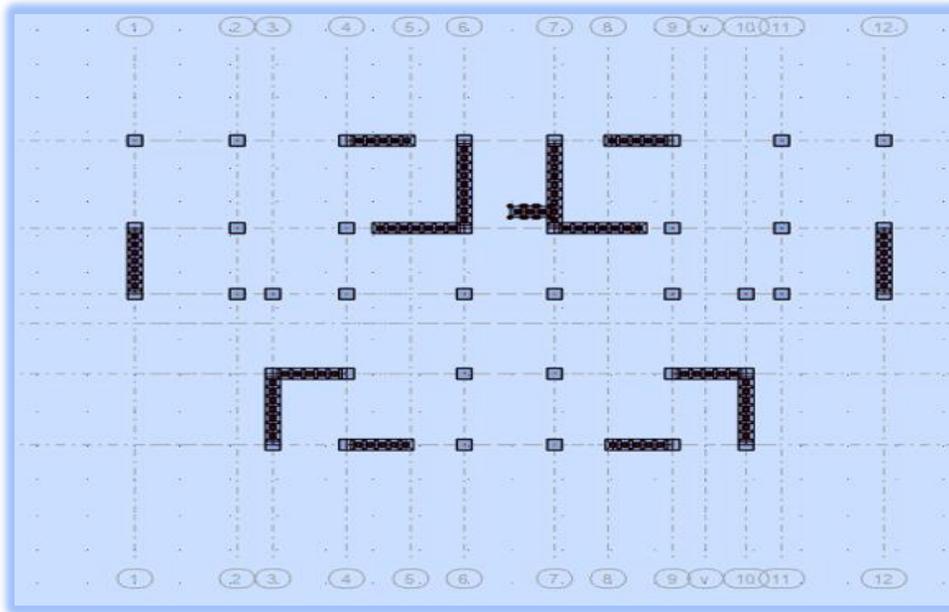


Figure IV.5 : Disposition des voiles

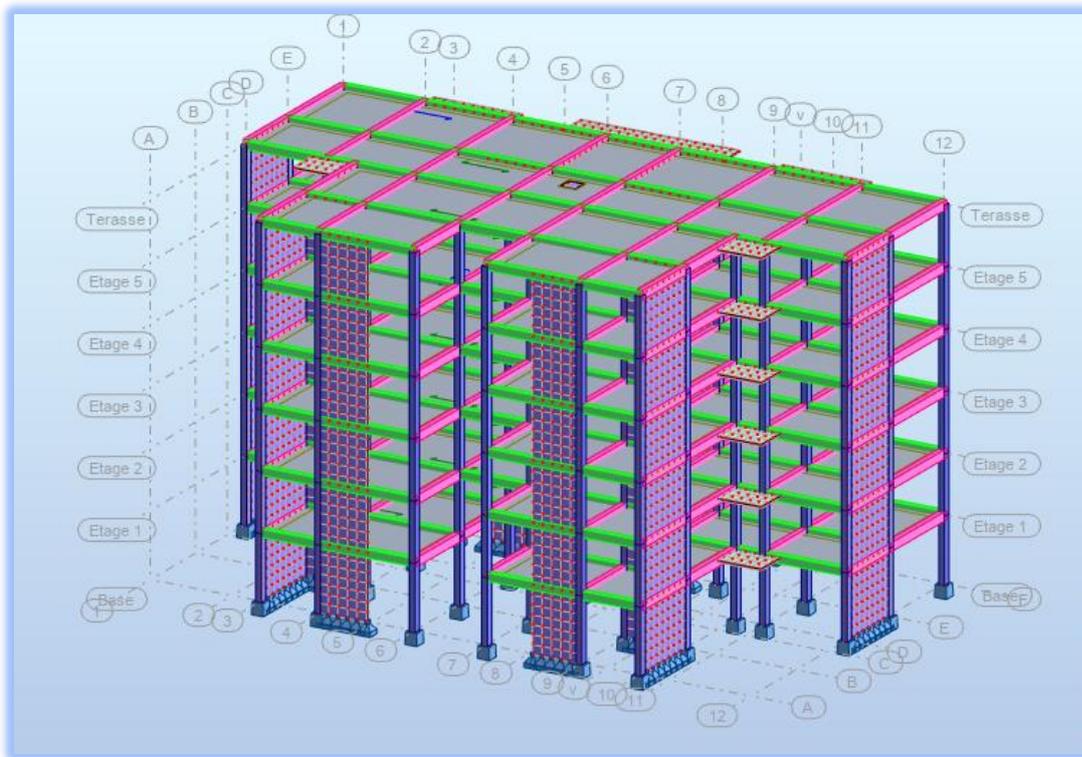


Figure IV.6. Vue générale avec voile

- Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présentés dans le tableau IV.

**Tableau V.4.** Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	2,59	0,39	60,53	1,18	60,53	1,18	2833404,62	2833404,62
5/ 2	3,05	0,33	69,28	26,14	8,75	24,96	2833404,62	2833404,62
5/ 3	3,40	0,29	69,51	66,93	0,22	40,78	2833404,62	2833404,62
5/ 4	3,85	0,26	74,20	70,01	4,69	3,08	2833404,62	2833404,62
5/ 5	4,24	0,24	74,38	70,36	0,18	0,35	2833404,62	2833404,62
5/ 6	4,60	0,22	74,40	71,11	0,03	0,75	2833404,62	2833404,62
5/ 7	5,08	0,20	74,41	71,11	0,01	0,00	2833404,62	2833404,62
5/ 8	5,47	0,18	74,68	71,28	0,27	0,17	2833404,62	2833404,62
5/ 9	5,54	0,18	78,15	71,32	3,47	0,04	2833404,62	2833404,62
5/ 10	5,83	0,17	79,41	71,33	1,27	0,02	2833404,62	2833404,62
5/ 11	6,10	0,16	79,44	75,84	0,03	4,50	2833404,62	2833404,62
5/ 12	6,79	0,15	79,75	77,61	0,31	1,78	2833404,62	2833404,62
5/ 13	7,19	0,14	79,89	78,67	0,14	1,06	2833404,62	2833404,62
5/ 14	7,49	0,13	79,89	80,82	0,00	2,15	2833404,62	2833404,62
5/ 15	7,93	0,13	80,83	80,82	0,94	0,00	2833404,62	2833404,62
5/ 16	8,32	0,12	80,84	80,94	0,00	0,12	2833404,62	2833404,62
5/ 17	8,59	0,12	80,98	81,80	0,14	0,86	2833404,62	2833404,62
5/ 18	8,74	0,11	81,04	82,71	0,06	0,92	2833404,62	2833404,62
5/ 19	9,04	0,11	81,05	82,89	0,01	0,18	2833404,62	2833404,62
5/ 20	9,95	0,10	81,26	82,92	0,21	0,02	2833404,62	2833404,62
5/ 21	10,23	0,10	81,63	83,52	0,37	0,60	2833404,62	2833404,62
5/ 22	10,54	0,09	81,63	83,64	0,00	0,13	2833404,62	2833404,62
5/ 23	10,71	0,09	86,66	83,68	5,02	0,04	2833404,62	2833404,62
5/ 24	10,88	0,09	87,11	83,69	0,45	0,01	2833404,62	2833404,62
5/ 25	11,33	0,09	87,12	83,71	0,01	0,01	2833404,62	2833404,62
5/ 26	11,66	0,09	87,13	83,92	0,01	0,21	2833404,62	2833404,62
5/ 27	11,83	0,08	87,15	84,23	0,02	0,31	2833404,62	2833404,62
5/ 28	12,19	0,08	87,15	84,82	0,00	0,59	2833404,62	2833404,62
5/ 29	12,74	0,08	87,18	84,82	0,03	0,00	2833404,62	2833404,62
5/ 30	12,87	0,08	87,19	84,89	0,00	0,07	2833404,62	2833404,62
5/ 31	12,92	0,08	87,38	84,99	0,20	0,10	2833404,62	2833404,62
5/ 32	13,07	0,08	87,45	85,01	0,07	0,02	2833404,62	2833404,62

❖ **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale :

$$T = 0,39 \text{ s.}$$

2°/ 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

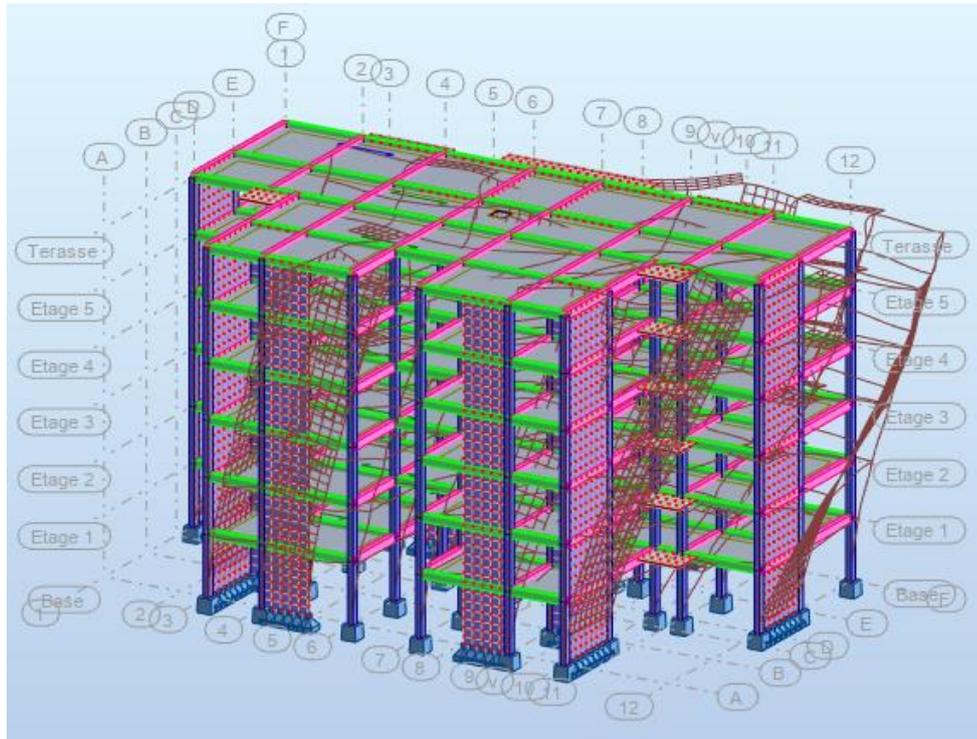


Figure IV.7. 1<sup>er</sup> mode - Vue déformée

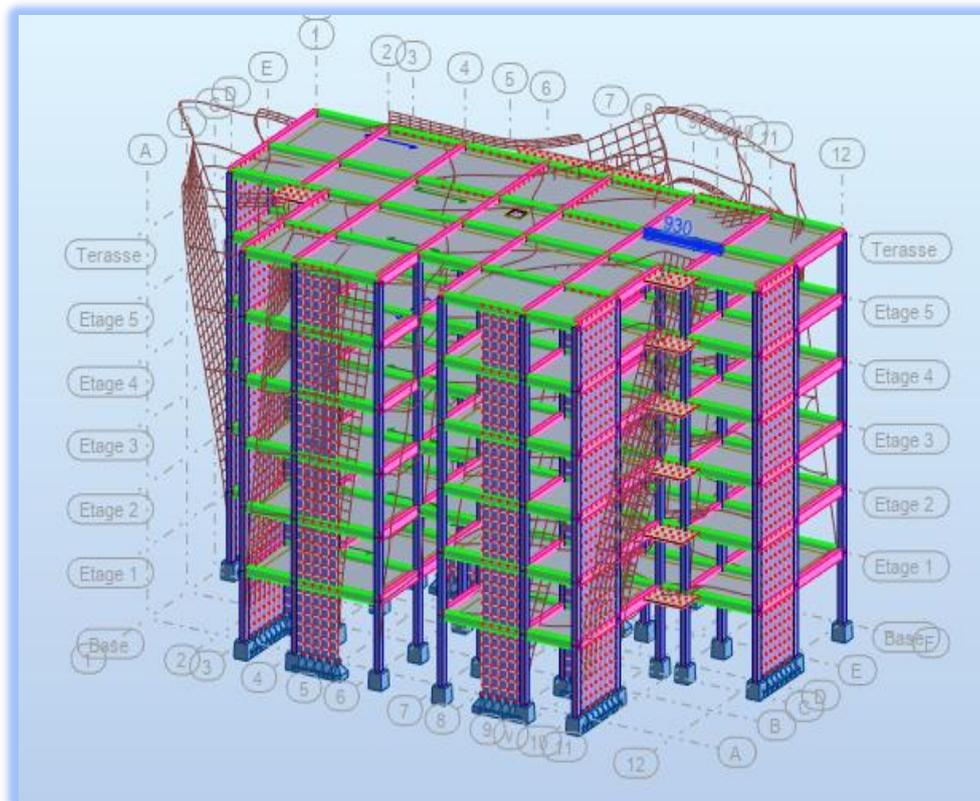


Figure IV.8. 2<sup>ème</sup> mode - Vue déformée

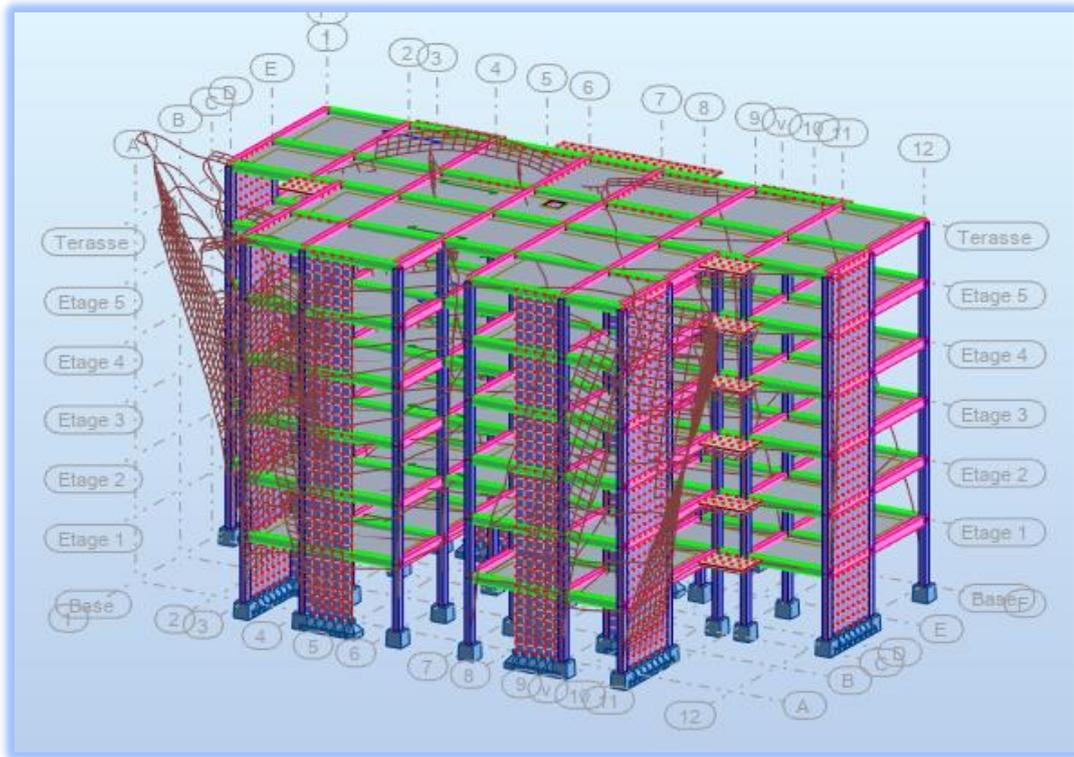


Figure IV.9. 3<sup>ème</sup> mode – Vue déformée

❖ **Interprétation :**

La période fondamentale  $T=0,39$  s est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = 0,09h_N/\sqrt{D} = 0,29\text{s.}$$

$$T = 0,34\text{s} < 1,30 \times 0,29 = 0,37\text{s}$$

✳ **Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :**

✚ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/version 2003, la résultante des forces sismiques à la base ( $V_{dy}$ ), calculée en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ( $V$ ), conformément aux directives du règlement.

**Tableau V.5.** Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	V <sub>dy</sub> (KN)	V <sub>dy</sub> >0.8 V
Sens xx	<b>2751.64</b>	2201.31	2418,19	Vérifiée
Sens yy	<b>2834.82</b>	2267.85	2390,20	Vérifiée

**Vérification des déplacements :**

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec:

$$\delta K = R \times \delta_{ek}$$

: Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

: Déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion) R : coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.6.** Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	Sens xx					Observation
	(cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta$ (cm)	1,0%(h <sub>k</sub> )	
1	0,2	0,7	0	0.7	3,40	Vérifié
2	0,6	2.1	0.7	1.4	3,06	Vérifié
3	1,0	3.5	2.1	1.4	3,06	Vérifié
4	1,4	4.9	3.5	1.4	3,06	Vérifié
5	1,7	5.95	4.9	1.05	3,06	Vérifié
6	2,0	7	5.95	1.05	3,06	Vérifié

**Tableau V.7.** Vérification des déplacements. (Sens y-y)

Niv	Sens y-y					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta$ (cm)	1,0% ( $h_k$ )	
1	0,2	0.1	0	0.1	3,40	Vérifié
2	0,4	1.4	0.1	1.3	3,06	Vérifié
3	0,6	2.1	1.4	0.7	3,06	Vérifié
4	0,9	3.15	2.1	1.05	3,06	Vérifié
5	1,1	3.85	3.15	0.7	3,06	Vérifié
6	1,2	4.2	3.85	0.35	3,06	Vérifié

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est nécessaire de vérifier l'effort normal réduit afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile provoqué par les sollicitations sismiques globales. La formule utilisée pour cette vérification est la suivante :

$$P = \frac{N_d}{B_{fc28}} \leq 0.3 \quad (\text{art 7.4.3.1 RPA99/2003; P63})$$

**Tableau V.8.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niv	$N_d$ (KN)	Type de Poteau	B (cm <sup>2</sup> )	P	Remarque
1	580,97	30*40	1200	0,019	Vérifiée

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :** (art 5.9 RPA99/2003 ; P51)

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, les effets du deuxième ordre (ou effet P- $\Delta$ ) dus aux charges verticales après déplacement peuvent être négligés dans le cas des bâtiments :

$$A_K - \frac{PK \times \Delta K}{VK \times h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \sum F_i$$

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",  $h_k$ :

hauteur de l'étage "k".

Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(\theta_k - 1)$ .

Si  $\theta_k \geq 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau.V.9.** l'effet de P- $\Delta$ , sens X-X

iv	-X						bservation
	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$V_k$ (KN)		
	40	5149,91	23300	1,56	418,19	004	érifié
	06	3135,15	34200	52,43	326,63	006	érifié
	06	982,87	40100	03,10	074,20	006	érifié
	06	830,59	40700	60,20	671,10	005	érifié
	06	678,32	34200	54,96	110,90	003	érifié
	06	25,79	258	55,94	55,94	0007	érifié

**Tableau.V.10.** l'effet de P- $\Delta$ , sens Y-Y

Niv	Sens y-y						Observation
	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta$ (cm)	$F_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$\theta$	
1	340	-15149,91	0,172	89,14	2390,20	0,003	Vérifié
2	306	-13135,15	0,219	261,62	2301,06	0,004	Vérifié
3	306	-9982,87	0,253	411,93	2039,44	0,004	Vérifié
4	306	-6830,59	0,245	567,67	1627,51	0,003	Vérifié
5	306	-3678,32	0,177	734,80	1059,84	0,002	Vérifié
6	306	-325,79	0,150	325,04	325,04	0,0004	Vérifié

Étant donné que la condition  $\theta \leq 0,10$  est satisfaite, cela signifie que l'effet

P- $\Delta$  n'a aucune influence sur la structure, ce qui permet de négliger les effets du deuxième ordre.

❖ **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

➤ **Sous charges verticales :**

Selon l'article 3.4.a des RPA99/2003, les exigences pour les systèmes mixtes sont les suivantes :

Les voiles doivent absorber au moins 20% des charges sollicitantes.

Les résultats correspondants sont résumés dans le tableau IV.12

**Tableau V.11.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F <sub>z</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (Pot)	F <sub>z</sub> (Voiles)	Pot(%)	Voiles (%)
1 <sup>er</sup> Niv	-15149,91	-9343,02	-5806,89	61.67	38.33
2 <sup>ème</sup> Niv	-13135,15	-7871,34	-5263,81	59.92	40.08
3 <sup>ème</sup> Niv	-9982,87	-5769,60	-4213,27	57.79	42.21
4 <sup>ème</sup> Niv	-6830,59	-3775,24	-3055,36	55.26	44.74
5 <sup>ème</sup> Niv	-3678,32	-1806,86	-1871,46	49.12	50.88
6 <sup>ème</sup> Niv	827.46	-250,73	-576,52	30.30	69.7

Il est observé que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

❖ **Vérification d'ensemble :** (art 5.5 RPA 99/2003 ; P50)

Le moment de renversement, résultant de l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact entre le sol et la fondation. Le moment stabilisateur sera calculé en prenant en compte le poids total, comprenant le poids de la structure, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai.

✚ **Vérification de renversement :**

Moment de renversement  $\longrightarrow$   $M_r = \sum F_i \times Z_i$

Moment stabilisant  $\longrightarrow$   $M_s = \sum W_i \times b_i$

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

**Tableau V.12.** Les valeurs de W,  $b_i$  et F ; Sans X-X

Etage	Vx (KN)	Fx (KN)	Z (m)	Mr(KN.m)	W (KN)	X(bi) (m)	Ms (KN.m)	Rapport	Vérification
1	2418,19	91,56	3,40	311,30	28334,04	15,90	450511,24	1447,17	CV
2	2326,63	252,43	6,46	1630,70				276,27	CV
3	2074,20	403,10	9,52	3837,51				117,40	CV
4	1671,10	560,20	12,58	7047,32				63,93	CV
5	1110,90	754,96	15,64	11807,57				38,15	CV
6	355,94	355,94	18,7	6656,078			67,68	CV	

**Tableau V.13.** Les valeurs de W,  $b_i$  et F ; Sans Y-Y

Etage	Vy (KN)	Fy (KN)	Z (m)	Mr (KN.m)	W (KN)	Yg(bi)(m)	Ms(KN.m)	Rapport	Vérification
1	2390,20	89,14	3,40	303,08	11154,90	8,98	100115,23	839,52	CV
2	2301,06	261,62	6,46	1690,07				150,55	CV
3	2039,44	411,93	9,52	3921,57				64,88	CV
4	1627,51	567,67	12,58	7141,29				35,63	CV
5	1059,84	734,80	15,64	11492,27				22,14	CV
6	325,04	325,04	18,7	6078,248			41,86	CV	

 **Conclusion :**

Après avoir effectué plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, en tenant compte à la fois des critères de résistance et des contraintes économiques, nous avons réussi à satisfaire toutes les conditions requises par le RPA99/2003. Cela nous permet de conserver notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

# *Chapitre VI*

*Etude des éléments*

*structuraux*

### VI.1.Introduction:

La superstructure désigne la partie supérieure du bâtiment qui se trouve au-dessus du sol. Elle est composée de différents éléments de contreventement tels que les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, qui sont construits en béton armé. Leur rôle essentiel est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure, tant avant qu'après un séisme. Cependant, il est crucial que ces éléments soient correctement renforcés et disposés de manière adéquate afin de pouvoir supporter et résister à tous les types de sollicitations.

### VI.2.Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges utilisées pour le calcul du ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures différentes :

#### ➤ **Combinaisons BAEL :**

Il s'agit de combinaisons qui reflètent la situation permanente de la structure et qui sont définies selon les règles CBA93 et BAEL91mod.99. Elles combinent les charges verticales permanentes et les charges d'exploitation de la manière suivante :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1,35G+1,5Q. \\ \text{E.L.S : } G + Q. \end{array} \right.$$

#### ➤ **Combinaisons RPA :**

Ces combinaisons correspondent à la situation accidentelle de la structure et sont régies par les prescriptions du règlement parasismique algérien RPA99v2003 de la manière suivante :

- Pour les voiles :  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right.$
- Pour le portique :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp 1,2E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \text{Pour les poutres : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \end{array} \right.$

**Avec :**

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales.

**VI.3-Etude des poteaux :**

**VI.3.1-Sollicitations de calcul :**

Les tableaux suivants résument les sollicitations de calcul qui sont obtenues directement à partir du logiciel ROBOT, en se basant sur les combinaisons les plus près:

**Tableau VI-1 :** Tableau récapitulative des sollicitations sur les poteaux.

COMBINAISONS	N ( KN )	My ( KN.m )	Mz ( KN.m )
<b>N<sub>max</sub></b>	<b>1201.95</b>	<b>4.31</b>	<b>1.14</b>
<b>My<sub>max</sub></b>	<b>299.31</b>	<b>50.15</b>	<b>5.44</b>
<b>Mz<sub>max</sub></b>	<b>48.32</b>	<b>19.30</b>	<b>-42.88</b>
<b>N<sub>min</sub></b>	<b>-20.34</b>	<b>23.25</b>	<b>-41.97</b>

As1 cm <sup>2</sup>	As2 cm <sup>2</sup>	As1+As2 cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> .RPA cm <sup>2</sup>
<b>1.6×2</b>	<b>3×2</b>	<b>9.2</b>	<b>9.6</b>

**Asmin = (0.8/100)\*section**

**Tableau VI-2 :** récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux.

As calculé cm <sup>2</sup>	As min RPA cm <sup>2</sup>	As adopte cm <sup>2</sup>	Description des Barres
<b>9.2</b>	<b>9.6</b>	<b>13.26</b>	<b>2HA16+6H16</b>

**Exemple de calcul :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1201.95 \text{ KN} \\ M = 4.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{M}{N}$$

$$e_G = \frac{1201.95}{4.31} = 0,0035 \text{ m} \quad (\text{art 12.I.3 BAEL91/99;P167})$$

$$e_G < \frac{h}{2}$$

$$e_G < \frac{0.40}{2} = 0.20 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$\left\{ \begin{array}{l} (a) = N_u \times (d - d') - M_{UA} \\ (b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \end{array} \right. \quad (\text{art 12.III.2 BAEL91/99;P175})$$

$$M_{UA} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 4.31 + 1201.95 \times \left( 0.38 - \frac{0.40}{2} \right) = 220.66 \text{ KN.m}$$

**DONC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (a) = \{ 1201.95 \times (0.38 - 0.02) - 220.66 \} = 212.04 \text{ KN.m} \\ (b) = \{ 0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.02 \} \times 0.30 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3 \} \end{array} \right.$$

**(a) ≤ (b).....Vérifiées.**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{220.66}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.358$$

$\mu_{bu} = 0,358 \rightarrow 0,186 \rightarrow$  pivot B.

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,358}) = 0,583$$

$$Z = 0,38 \times (1 - 0,4 \times 0,583) = 0,291 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_U}{Z \times f_{st}}$$

$$A_1 = \frac{220.66 \times 10^6}{291 \times 348} = 21.78 \text{ cm}^2$$

### VI.3.2-Ferrailage transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\rho : \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.40}{0.40} = 5.95 \Rightarrow \rho = 2.5$$

- **Dans la zone nodale :**

- $t \leq \text{Min}(10 \varnothing 1, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- $t \leq \text{Min}(10 \times 1.6, 15 \text{ cm})$ , donc en prends 10 cm d'espacement en zone nodale.

- **Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15 \varnothing 1$  en zone IIa  $\rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{0.16 \times 2.5 \times 27.15}{0.4 \times 400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal selon les RPA les armatures transversales des poteaux

$$\lambda_g \geq 5 \quad A_t = 0.3\% S_t \cdot b = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t \text{ calculé ; } A_t \text{ Rpa}) \rightarrow A_t = \max (0.67 ; 0.91) \rightarrow A_t = 0.91 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage transversal de **4HA8** de section  **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

**VI.3.3-Vérification :**

**a. vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{A} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1201950}{400 \times 300} = 10.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.01 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 14.17 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée

**b. vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d : \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.045 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

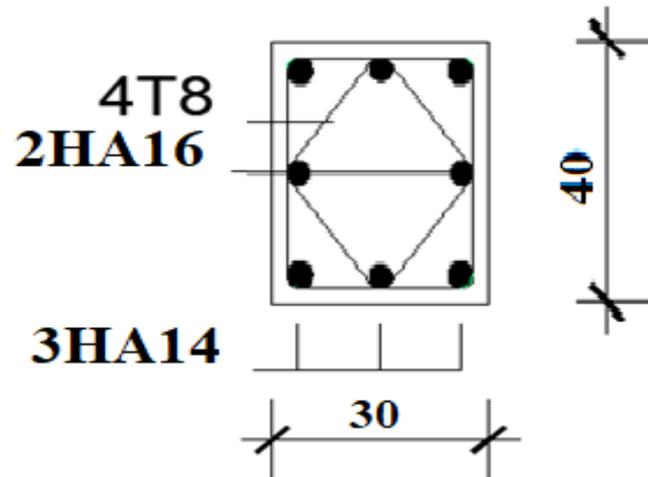
$$T = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{27150}{300 \times 360} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.87 \text{ MPa}$ .....CV

**VI.3.4-Schéma du ferrailage des poteaux :**



**Figure VI-1** : Ferrailage des poteaux

**VI.4-Etude des poutres :**

Les poutres subissent des sollicitations de flexion simples, telles que des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant est utilisé pour calculer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les sollicitations des poutres sont analysées en prenant en compte les combinaisons les plus proposées produites par le logiciel ROBOT2018, conformément aux exigences du RPA 99/03 qui sont :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

Dans le cadre de notre projet, nous devons étudier deux types de poutres :

- ✓ Les poutres principales ont des dimensions de 30x45.
- ✓ Les poutres secondaires ont des dimensions de 30x40.

**Recommandation du RPA99/2003 :**

**a) Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1) :**

Les critères pour les aciers longitudinaux dans les poutres sont les suivants :

- ✓ Un pourcentage minimal total de 0,5% de la section est requis sur toute la longueur de la poutre.  $A_{s \min} = 0,5\% b h$ .
- ✓ Le pourcentage maximal total des aciers longitudinaux varie selon les zones :
  - 4% dans la zone courante de la poutre.
  - 6% dans la zone de recouvrement de la poutre.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

**b) Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2) :**

La quantité minimale d'armatures transversales est déterminée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$A_t$  : représente la quantité d'armatures transversales.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi)$  en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$b$  : la largeur de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$\Phi$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé.

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\theta \leq \min \left( \theta_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

**VI.4.1-Ferrailage des poutres :**

**a-BAEL :**

-  $A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

**b-RPA :**

- 0.5% B

**Tableau VI-3 :** Tableau récapitulative des sollicitations sur les poutres.

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaisons charge	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
Poutre principal ( 30×45 )	ELU	-35.91	17.78
	ELS	-26.63	13.17
	ELA	-46.95	16.63
Poutre seconder ( 30*40 )	ELU	-56.16	32.95
	ELS	-40.96	24.14
	ELA	-64.18	41.78

**Récapitulation des résultats du ferrailage :**

**Tableau VI.4 :** Armatures longitudinales des poutres

Types des poutres	Localise	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
Poutre principale ( 30*45 )	travée	1.4	6.75	1.46	6.75	8.01	3HA14+ 3HA12
	appui	2.8	6.75	1.46	6.75	8.01	3HA14+ 3HA12
Poutre secondaire ( 30*40 )	travée	1.2	6	1.3	4.5	5.75	3HA12+ 3HA10
	appui	2.9	6	1.3	4.5	5.75	3HA12+ 3HA10

Exemple de calcul (Niveaux RDC, ... ,4<sup>ème</sup> étages):

➤ Poutre principales :

a) En travée :

On a : M<sub>t</sub> = 4.31 KN.m

Section = (45 × 30);      d = 0,43 m   ;       $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Donc :  $A' = 0 \Rightarrow$  les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022})$$

$$a = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4a) = 43 \times (1 - 0,4 \times 0,027) = 33.63\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$
$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{17.78 \times 10^6}{336.3 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications nécessaires pour les poutres :

• **Le pourcentage minimal d'armatures :**

✓ **BAEL :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0.30 \times 0,45 = 1,35\text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section :

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h.$$

✓ **RPA :**

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0.30 \times 0,45 = 6,75\text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA})$$

$$\longrightarrow A = \max (4.82 ; 1.35 ; 6.75)$$

Alors :

$$A=6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14+3HA12= 6,88cm<sup>2</sup>**

❖ Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{ (art 13. III. 3.2 BAEL91/99; P196)}$$

• Poutres principales :

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (1.2 ; 1.28 ; 3)$$

**Donc :**

On prend  **$\Phi = 8\text{mm}$**  →  **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$**  (un cadre et un étrier).

• Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (1.2 ; 1.14 ; 3)$$

**Donc :**

On prend  **$\Phi_1 = 8\text{mm}$**  →  **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$**  (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

(art 7.5.2.2 RPA99/2003 ; P66) Selon le RPA 99)

• Poutres principales :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$10 \leq 11.25 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$15 \leq 22.5 \text{ cm}$$

• Poutre secondaire :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$10 \leq 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

❖ Vérifications :

➤ Vérifications des sections d'armatures transversales :

$$A_t > A^{\min} = 0,003 \times S \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a) Vérifications à L'ELU :

✱ Condition de non fragilité :

- Poutre principale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**VI.4.2-Vérification à L'ELS :**

- Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ):

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b_0 \times Y_1^3}{2} + n[A_s(d - Y_1)^2]$$

- Contrainte maximale de traction dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6$$

$$f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI-5 : Vérification de l'état limite de compression et ouverture de fissure.

poutres	Localization	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	δbc	δs	observation
principale	Appui	-26.63	14.10	128241.987	2.9	90.01	Verifier
	Travée	13.17	14.10	128241.987	1.4	44.51	Verifier
secondaire	Appui	-40.96	12.39	87558.71	5.7	179.7	Verifier
	Travée	24.14	12.39	87558.71	3.4	105.91	Verifier

### VI.4.3-Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes au cisaillement

Poutres principals	151.95	0.11	3.33	Verifier
Poutres seconders	158.21	0.13	3.33	Verifier

#### ❖ Armatures de répartition :

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right\} \longrightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

- Poutres principales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right\} \longrightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\}$$

$$\varnothing t \leq 12.85 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\Phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2$

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varnothing l \right\} \longrightarrow S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$\longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm en zone courante.}$$

- Poutres principale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varnothing l \right\} \longrightarrow S_t \leq \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm en zone courante}$$

❖ **Vérification La quantité D'armatures transversales :**

- Poutres secondaires :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Poutres principales :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < 2,36\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

**VI.4.4-Schémas du ferrailage :**

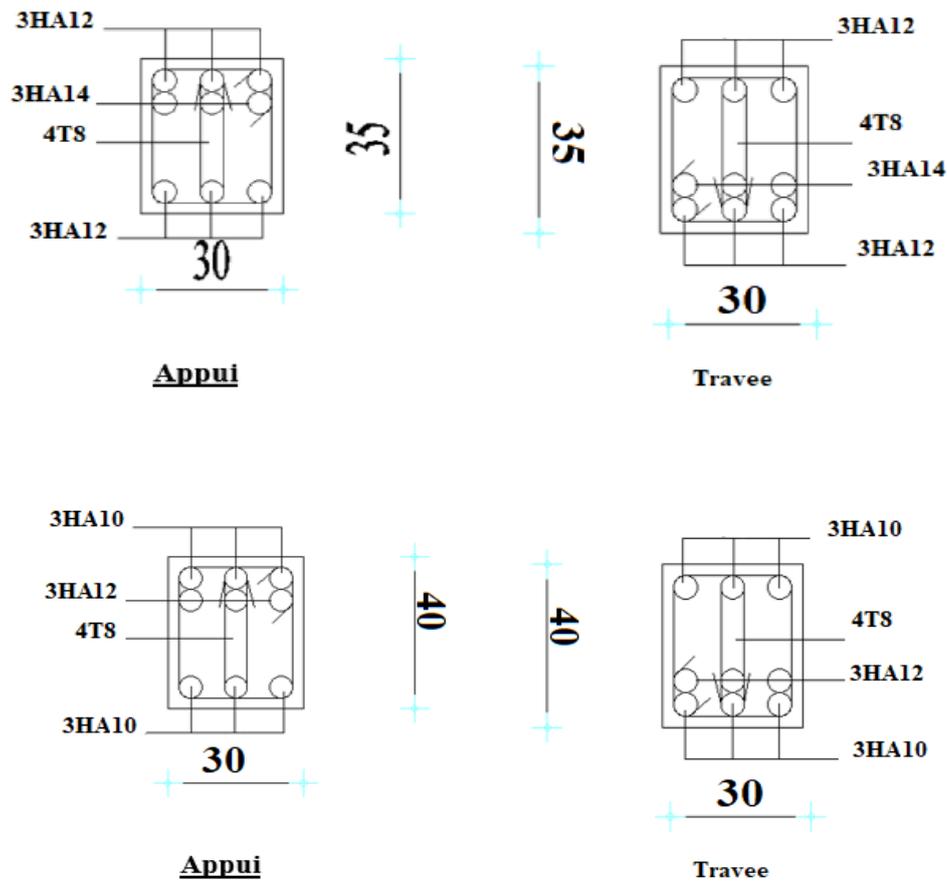


Figure VI.2. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires

### VI.5-Etude des voiles :

Selon le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), dans la zone IIa (moyenne sismicité), il est nécessaire d'installer des voiles pour chaque structure en béton armé qui dépasse quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur. Les voiles de contreventement sont des éléments verticaux conçus pour supporter à la fois les charges verticales (jusqu'à 20%) et les forces horizontales (jusqu'à 75%) en raison de leur grande rigidité dans leur plan. Ils sont constitués de deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie, ce qui nécessite une disposition dans les deux sens (x et y). Un voile fonctionne comme une console encadrée à sa base, et il existe deux types de voiles qui présentent des comportements différents :

- Voiles élancés :  $\frac{h}{l} \geq 1.5$ .
- Voiles courts :  $\frac{h}{l} \leq 1.5$ .

Le renforcement des voiles se fait en utilisant la méthode de flexion composée, en tenant compte des combinaisons de charges les plus défavorables. Ces combinaisons de charges sont introduites dans le logiciel Robot 2019 dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- 0.8G±E
- G+Q±E

**VI.5.1-Calcul des sollicitations :**

**Tableau VI-7 : les sollicitations de viol.**

	Niveau RDC	
Voile	V <sub>x-x</sub>	V <sub>y-y</sub>
L(m)	2.50	3.80
e(m)	0,20	0,20
M (KN.m)	485	674.99
N (KN)	370.53	496.59
V (KN)	131	204.51

**Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :**

Nous avons choisis de calculer un seul voile selon le sens XX au niveau du rez-de-chaussée pour la première proposition. Les autres propositions impliquent également l'utilisation du même type de voile dans les deux sens. Toutes ces informations seront résumées dans un tableau récapitulatif :

- **Armatures verticales :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 485\text{KN.m} \\ N_{\max} = 370.53\text{KN} \\ V_{\max} = 131\text{KN} \end{array} \right\}$$

Avec :

$$h = 3,40\text{m} \quad L = 2.5 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \quad d' = 0,03 \quad d = 0,17 \text{ m}$$

- **Calcul de longueur de flambement :**

$$L_f = 0.8 \times L$$

$$L_f = 0.8 \times 3.4 = 2.72 \text{ m}$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\Lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L}$$

$$\Lambda = \frac{2.72 \times \sqrt{12}}{2.5} = 3.76$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$E = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} \frac{485}{370.53}$$

$$\frac{485}{370.53} = 1.3 > \frac{2.5}{2} = 1.25$$

- ❖ **Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \max \left\{ 50 ; \min \left( 67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min ( 25.61 ; 100 ) \}$$

$$\lambda = 3.76 < 50 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

### VI.5.2-Calcul de ferrailage :

**La répartition des contraintes dans la section :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times u \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times u' \end{cases}$$

$$u = u' = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.65 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{370.53}{0.68} + \frac{485}{0.65} \times 1.25 = 1.47 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{370.53}{0.68} - \frac{485}{0.65} \times 1.25 = -3.8 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Diagramme des contraintes :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1.47}{1.47 + 3.8} \times 3.10 = 0.69\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.81\text{m}$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t$$

$$T = \frac{3.8 \times 0.20}{2} \times 1.81 = 0.68 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.68}{\frac{400}{1.15}} = 1.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA99version2003 :**

$$A_{\text{rpamin}} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 181 = 7.24\text{cm}^2$$

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1.95 \times 250}{181} = 2.69\text{cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

-**Selon BAEL91 :**

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max\{6.8; 0.41\}$$

$$A_{\text{BAELmin}} = 6.8\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage de (13HA10) de section  $A = 10.21 \text{ cm}^2$

Selon les recommandations du RPA 99 / version 2003, il existe une limitation concernant l'espacement entre les barres verticales, qui peut être reformulée de la manière suivante :

$$s \leq \min\{1,5a; 30\} = \min\{30; 30\}\text{cm}$$

**Donc :**

$$S \leq 30\text{cm}$$

**Alors on adopte :**

- en zone d'about :  $s = 15 \text{ cm}$ .

- en zone courante :  $s = 19 \text{ cm}$ .

• **Ferraillage horizontal :**

$$A_H = \frac{AV}{3} = \frac{10.21}{3} = 3.40 \text{ cm}^2.$$

On adopte alors un ferraillage **13HA10** de section **10.21 cm<sup>2</sup>** Espacement de **19 cm**

• **Ferraillage minimal :**

$$A_{rpamin} = 0,20\% \times B = 0,002 \times 20 \times 250 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 10.21 \text{ cm}^2 > A_{rpamin} = 10 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Ferraillage transversal :**

- Pour la zone d'about, la largeur des cadres sera de **8mm**.
- Pour la zone courante du voile, des épingles de **8mm** seront utilisées.
- Les cadres transversaux seront espacés de **19cm**
- les épingles seront réparties dans l'âme du voile.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) :**

✓ **Selon l'RPA99V2003**

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0,20f_{c28} = 0,20 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9h.b} = \frac{1,4 \times 131000}{0,9 \times 340 \times 20} = 2.99 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Selon BAEL91 :**

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \min \left\{ \frac{15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.85 \text{ MPa}$$

VI.5.3-Schéma de ferrailage :

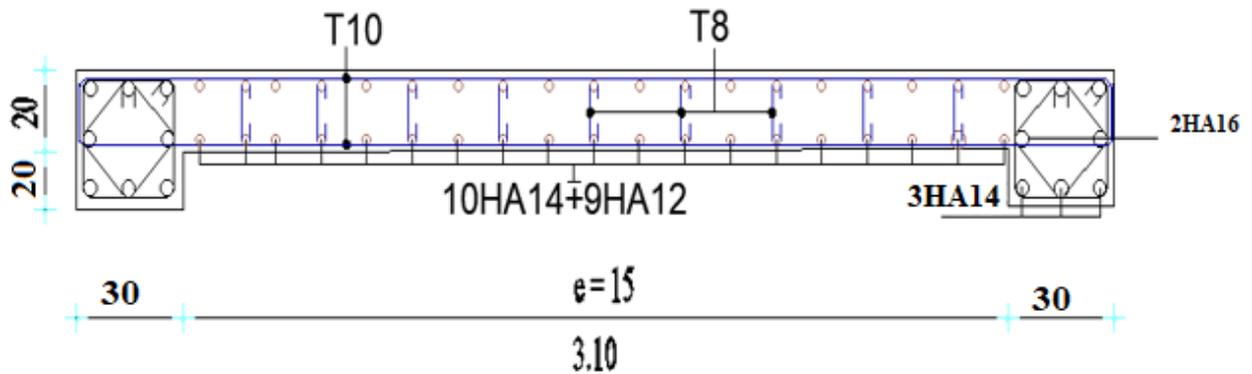


Figure VI-3 : Ferrailage du voile

**Conclusion :**

Il est essentiel de souligner que les principaux éléments jouent un rôle crucial dans le maintien de l'équilibre structural en termes de rigidité et de résistance, tout en permettant la transmission efficace des forces jusqu'à la fondation. Afin de garantir la sécurité et la performance de la structure, le renforcement des éléments structuraux doit respecter impérativement les normes du Règlement Parasismique Applicable (RPA 99 version 2003), qui prend en compte à la fois la charge d'exploitation totale et la charge sismique

# *Chapitre VII*

## *Calcul des fondations*

### **VII.1- Introduction:**

Les fondations, qu'elles soient superficielles ou profondes, font partie intégrante de l'infrastructure. Elles sont conçues pour soutenir la charge de la superstructure et la transmettre au sol de manière à minimiser les tassements différentiels et les déplacements causés par les forces horizontales. En tant que composante essentielle de l'ouvrage, la conception et la réalisation adéquates des fondations sont déterminantes pour assurer la stabilité globale. Les fondations superficielles consistent en des semelles directement posées sur le sol, tandis que les fondations profondes reposent sur des pieux. Ces deux types de fondations permettent de répondre aux besoins spécifiques de chaque projet et contribuent à assurer la solidité de l'ensemble de l'infrastructure.

### **VII.2-Choix de type des fondations :**

Le choix du type de fondations est déterminé par les critères suivants :

✓ **La stabilité de la structure :**

Il est essentiel que les fondations choisies assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en supportant efficacement les charges appliquées.

✓ **La facilité d'exécution :**

Il est important de sélectionner des fondations qui peuvent être mises en place de manière pratique et efficace, en prenant en compte les contraintes du site et les ressources disponibles.

✓ **L'aspect économique :**

Il convient de trouver un équilibre entre les coûts de construction des fondations et les performances requises, en cherchant à optimiser les dépenses tout en garantissant la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

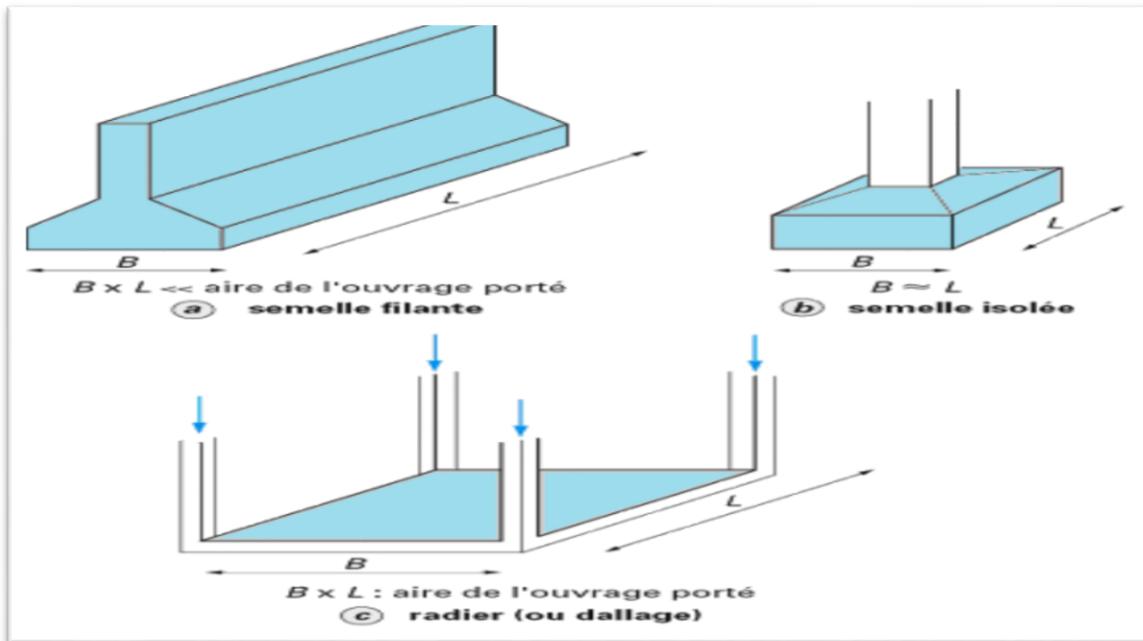


Figure VII.1 : Types de fondations superficielles.

❖ **Caractéristiques géotechniques du sol :**

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 2,60 \text{ bars}$

**VII.3-Pré-dimensionnement :**

**a) Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)**

En considérant uniquement les efforts de NS max :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{879.18}{260} = 3.38 \text{ m}^2 \quad ; \quad A = B \leq \sqrt{3.38} = 1.83 \text{ m}$$

$$A=B=2.20 \text{ m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment :

$$\frac{\Sigma S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{96.8}{552.82} = 17.51 \% \leq 50\%$$

Étant donné que la surface occupée par les semelles représente moins de 50 % de la surface du sol de fondation, la décision est prise d'utiliser une semelle isolée sous le poteau et une semelle filante sous le voile. Cela permet de vérifier la proportion entre la section des semelles et celle du bâtiment, tout en assurant une répartition adéquate des charges.

### Semelles filantes :

#### - Largeur B :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{1206.92}{3.80 \times 2.60} = 1.30$$

On prend : B = 1.30 m

### VII.4-Etude des semelles isolées :

#### VII.4.1-Les sollicitations :

**Tableau VII-1** : Les Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1201.95	17.06	27.97
E.L.S	879.18	12.17	20.37

### Exemples de calcul :

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné a=b donc S=A<sup>2</sup>

- Pour la semelle rectangulaire on A/B = a/b donc d'où A =  $\frac{a}{b} \times B$

#### VII.4.2-Vérification de la contrainte de sol :

D'après le **BAEL 91**, on a :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12.17}{879.18} = 0.0138 \text{ m} \longrightarrow e_x = 0.0138 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \dots\dots CV$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{20.37}{879.18} = 0.0231 \text{ m} \longrightarrow e_y = 0.0231 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \dots\dots CV$$

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a

$$e_x = 0.0138 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = 0.0231 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \text{ .....condition vérifiée.}$$

### VII.4.3-Condition de rigidité :(art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$h_t = d + d'$$

**Avec :**

$d'$  : enrobage des armatures :  $d' = 5 \text{ cm}$ .

$d$  : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante

$$d \geq \left\{ \frac{A-a}{4} = \frac{2.20-0.40}{4} = 0.45\text{m} \right\} \longrightarrow d = 45 \text{ cm}$$

Hauteur :  $d + 5\text{cm} = 45+5 = 50 \text{ cm}$

Donc :  $h_t = 50 \text{ cm}$

### VII.4.4-Condition de poinçonnement :

#### a) Formule empirique :

La contrainte du sol est inférieure ou égale à 2,6 bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} = 1.44 \sqrt{\frac{879.18}{14.17}} = 11.34 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow d = 45 \text{ cm} > d' = 12 \text{ cm}$$

#### b) Calcul des contraintes : (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$  dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{\max} = \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

**Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.**

	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Sens XX	334.06	280.74	320.73
Sens YY	326.77	288.03	317.08

**VII.4.5-Ferraillage des semelles isolées :**

- **Poids propre de la semelle :**

$$0.5 \times 1.8^2 \times 25 = 40.5 \text{ KN}$$

$$N_s = 879.18 + 40.5 = 919.68 \text{ KN}$$

$$N_u = 1201.95 + 40.5 = 1242.45 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad (\text{Art 15.VII.4.2 BAEL91/99; P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \quad (\text{Art 15.VII.3.1 BAEL91/99; P250})$$

**Tableau VII-3 : Ferraillage de la semelle isolée.**

	$N_1$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens XX	1282.01	8.69	14HA10= 11.00
Sens YY	1308.68	8.87	14HA10= 11.00

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

(Avec cochets)  $h' \geq 12\phi + 6\text{ cm}$  (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$$h' = 18\text{ cm} \longrightarrow h' = 20\text{ cm}$$

- **Calcul l'espacement : z**

$$S_{tx} = \frac{180-10}{14} = 12.14\text{cm} \longrightarrow S_{tx} = 15\text{cm}$$

$$S_{ty} = \frac{180-10}{14} = 12.14\text{cm} \longrightarrow S_{tx} = 15\text{cm}$$

➤ **Remarque :**

L'espacement sous le poteau  $e = 10\text{cm}$

### VII.4.6-Schéma de Ferrailage :

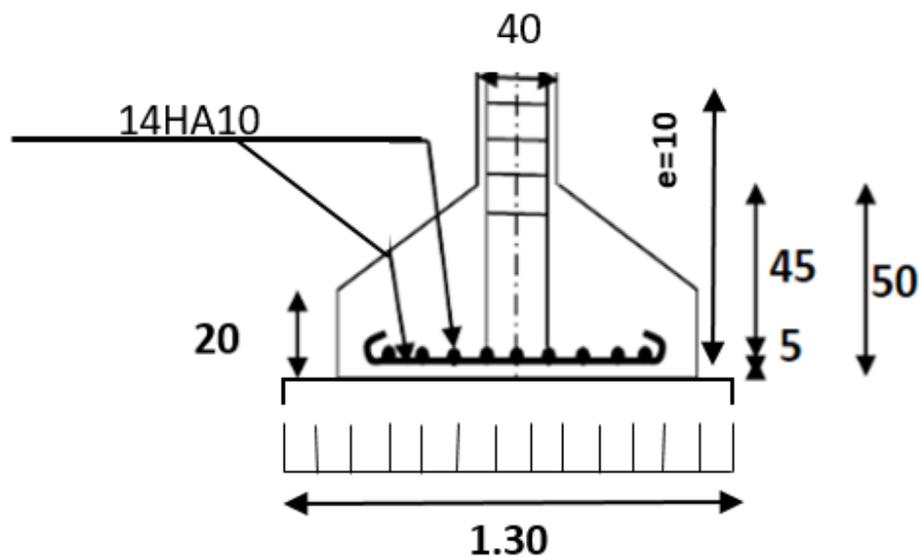


Figure VII.2 : ferrailage d'une semelle isolée.

**VII.5-Semelles filantes :**

**VII.5.1-Etape de calcul :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\}$$

**Avec :**

$d'$ : enrobage des armatures :  $d' = 5$  cm.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1.80-0.40}{4} + 0.05 \right\} \longrightarrow h_t \geq 0.4$$

On adopte:  $h_t = 50$  cm ;  $d = 45$  cm

- la hauteur ( $h_p$ ) :  $h_p \geq \frac{h_t}{3} = \frac{50}{3} = 16.66$

On adopte :  $h_p=20$  cm

**VII.5.2-Vérification au non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_u \cdot h \cdot \frac{F_c}{\gamma_b}$$

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h = 0.40 + 0.50 = 0.90 \text{ m}$$

$$b' = b + h = 0.30 + 0.50 = 0.80 \text{ m}$$

$$\mu_u = 2 (a' + b') = 3.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1242.45 \leq 0.045 \times 38 \times 50 \times \frac{25}{1.5} = 1275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

**VII.5.3-Ferrailage des semelles filantes :**

Le calcul du reste des semelles sera récapitulé dans un tableau :

$$N_u = \max (N_v ; N_p)$$

## Chapitre VII : Calcul des fondations

$$A_s = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1242.45 (1.3-0.30)}{8 \times 0.45 \times 348} = 9.91 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA14** de section  $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

L'espaceur :

$$E_{sp} = 100 \times \frac{1HA14}{10.78} = 14.28 \quad \longrightarrow \quad E_{sp} = 15 \text{ cm}$$

- **Ferrailage de répartition** : (art. VII.4.1 BAEL91/99; P251)

$$A_r = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 HA10** de section  $A_r = 4.71 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espaceur des cadres** : (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}) \quad \text{Donc on prend : } S_t = 20 \text{ m}$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

**Tableau VII-4** : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

Semelle	L (m)	B (m)	H (m)	$N_u$ (KN)	$A_c$ As calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ Adopté (cm <sup>2</sup> )	Désignation	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	Désignation
S.F.1	4.8	1.30	50	1242.45	9.91	10.78	<b>8HA14</b>	4.71	<b>6 HA10</b>
S.F.2	3.05	1.30	50	1201,95	9.59	10.78	<b>8HA14</b>	4.71	<b>6 HA10</b>

### VII.6-Etude de la poutre de libage

- **Moment fléchissant** :

- **Sur appuis** :

$$M_a = 65,39 \text{ KN.m}$$

- **En travée** :

$$M_t = 74,06 \text{ KN.m}$$

### ❖ Calcul du ferrailage :

- **Armatures inferieures :**

$$M_a = 65,39 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

**Tableau VII-5** : ferrailage inferieur de la poutre de libage

Ma max (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$Z_u$	$A_{st} \text{ cm}^2$
65,39	0.106	0.140	0.358	5.24

On adopte un ferrailage **6HA14** de section  $A_s=9.24 \text{ cm}^2$

- **Armatures supérieures :**

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal.  $M_t = 78.97 \text{ KN.m}$

Le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

**Tableau VII-6** : ferrailages supérieurs de la poutre de libage.

Mt max (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$Z_u$	$A_{st} \text{ cm}^2$
74,06	0.120	0.160	0.355	5.99

On adopte un ferrailage **6HA14** de section  $A_s=9.24 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition :**

#### - Espacement minimal :

$$\min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min(22.5; 24) = 22.5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq 45$$

$$S_t = 15$$

Alors:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 2.025 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm [RPA 99 version 2003]}$$

**VII.7-Schématisation du ferrailage :**

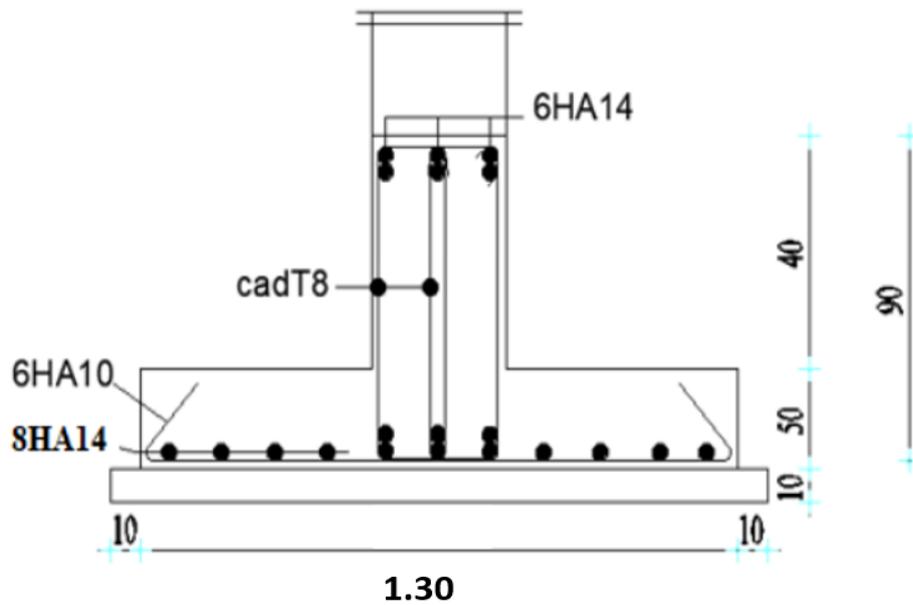


Figure VII.3 : ferrailage des semelles filantes SF1.SF2.

**VII.8-La longrine :**

Les longrines sont des poutres qui relient les éléments structuraux au niveau de l'infrastructure. Leur calcul est effectué en considérant qu'elles sont soumises à un moment provenant de la base du poteau et à un effort de traction représenté par < F >. Ainsi, les longrines sont dimensionnées en fonction de ces charges pour assurer leur résistance et leur capacité à supporter les contraintes auxquelles elles sont soumises.

❖ **Dimensionnement de la longrine :**

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- (25 × 30) cm<sup>2</sup> .....site de catégorie S2, S3
- (30 × 30) cm<sup>2</sup> .....site de catégorie S4

## Chapitre VII : Calcul des fondations

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de  $(25 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

- **Ferraillage de la longrine :**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6 \% \times b \times h \Rightarrow A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA12** ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

- **Armatures transversales :**

On prend : **4  $\phi$  6** ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ )

### VII.9-Schématisation du ferraillage :

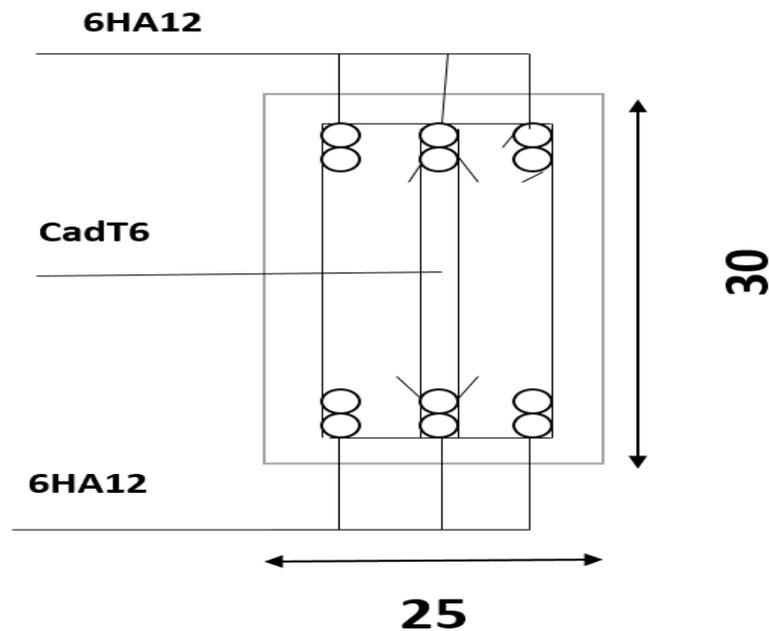


Figure VII.4 : ferraillage de la longrine.

### **Conclusion :**

Il existe différentes techniques de fondation pour les bâtiments, et le choix doit être fait en tenant compte à la fois des aspects techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes options disponibles). Il est important de prendre en considération ces facteurs pour sélectionner la solution de fondation la plus appropriée et optimale pour chaque projet.

# Conclusion général

Ce projet a représenté notre première véritable épreuve avant notre entrée dans la vie active, et il nous a permis d'approfondir notre compréhension des problèmes de conception et d'étudier les ouvrages en béton armé.

Nous avons pris conscience du développement considérable du génie civil à tous les niveaux, notamment dans le domaine des technologies de l'information, telles que les logiciels de calcul. Parmi ceux-ci, nous avons notamment utilisé AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019, avec lequel nous avons acquis des compétences pratiques tout au long de la mise en œuvre de ce projet. Nous nous sommes également familiarisés avec les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment grâce à la consultation de diverses références bibliographiques.

Ce projet a été réalisé en se basant sur trois critères fondamentaux : la résistance des éléments porteurs du bâtiment, la stabilité de sa structure face à diverses menaces afin de garantir la sécurité et le confort des utilisateurs, ainsi que les contraintes économiques. Après une étude approfondie de ce projet

- Les constatations suivantes ont été faites :
  - Renforts : Il a été remarqué que de nombreux éléments structuraux présentent un renforcement insuffisant, comme le suggère le RPA99 v 2003.
  - Excès d'armatures : Nous avons été contraints d'augmenter la section de béton sans nous référer aux dimensions précédentes.

Il est crucial de prendre en compte la quantité de voiles qui seront installés sur la coque, car cela joue un rôle déterminant dans son comportement en cas de séisme.

Le ferrailage des voiles a été réalisé en utilisant une méthode simplifiée basée sur les contraintes.

En fin de compte, nous espérons que cette humble contribution bénéficiera à notre département et sera utilisée dans les futures améliorations et mises à jour.

# Bibliographie

## REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

## LIVRES

- Calcul des ouvrages en béton armé ; M.BELAZOUGUE
- Conception et calcul des structures de bâtiment ; H. THONIER
- Béton armé - Guide de calcul ; Jacques L'Amirauté, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment, Gros œuvre ; Edition 2003 ;Auteur(s) : Henri Renaud

## LES MEMOIRE

- Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol contreventement mixte ; UBMA.
- Eude d'un bâtiment en béton arme (RDC+ 9 étages + s/sol) ; USDB.
- Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventement Mixte (portique + voile) ; BBA.
- Etude d'un bâtiment (R+5) de forme irrégulière à usage multiplecontreventement Mixte (portique + voile).
- Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation avec contreventement Mixte (portique + voile).

## LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019.
- WORD 2013